

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

VIABILITÀ INTERFERITA

RIQUALIFICA VIA CASELLE 21+785

PASSERELLA SUL FIUME SAVENA

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	IN	I18	PP003	00000	R	S T R	1403	0	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	SETTEMBRE 2020
							1	-
							2	-
REDATTO:		VERIFICATO:				3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1. INTRODUZIONE.....	4
1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	4
1.1.1 <i>Impalcato</i>	4
1.1.2 <i>Sottostrutture</i>	5
1.1.3 <i>Sistema di vincolo</i>	6
1.2 MODALITÀ REALIZZATIVE	7
1.2.1 <i>Impalcato</i>	7
1.2.2 <i>Spalle</i>	7
1.3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
1.4 CONTESTUALIZZAZIONE DELL'OPERA	9
1.4.1 <i>Condizioni ambientali</i>	9
1.4.2 <i>Classificazione del traffico</i>	9
1.5 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	10
1.5.1 <i>Coefficienti parziali di sicurezza</i>	11
1.6 SOFTWARE DI CALCOLO	12
1.6.1 <i>Caratteristiche del codice di calcolo</i>	12
1.6.2 <i>Grado di affidabilità del codice</i>	12
1.6.3 <i>Motivazione della scelta del codice</i>	12
1.6.4 <i>Validazione del codice di calcolo</i>	12
1.7 CONVENZIONI GENERALI.....	14
1.8 IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI	14
1.8.1 <i>Modello strutturale</i>	14
1.8.2 <i>Fasi di analisi della struttura composita</i>	15
1.8.3 <i>Larghezze di soletta collaboranti</i>	16
1.8.4 <i>Effetti della fessurazione del calcestruzzo della soletta</i>	17
1.8.5 <i>Caratteristiche delle travi metalliche</i>	17
1.8.6 <i>Sezioni di verifica</i>	22
1.8.7 <i>Metodologia di verifica impalcato</i>	24
2. ANALISI DEI CARICHI	30
2.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI	30
2.1.1 <i>Pesi propri acciaio (g_{k1}')</i>	30
2.1.2 <i>Peso proprio soletta (g_{k1}'')</i>	31
2.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G_{k2}).....	31
2.3 REOLOGIA CALCESTRUZZO ($Q_{SH,k}$).....	31
2.4 CARICHI DA TRAFFICO (Q_k)	33
2.4.1 <i>Gruppi di azioni da traffico</i>	34
2.5 ATTRITO VINCOLI ($Q_{R,k}$)	35
2.6 AZIONE DEL VENTO (F_w).....	36
2.6.1 <i>Impalcato</i>	36
2.7 AZIONE SISMICA (E_d)	38
2.8 COMBINAZIONI DI CARICO.....	40
3. ANALISI STRUTTURALE.....	42
3.1 GENERALITÀ	42
3.2 ANALISI STATICA GLOBALE.....	42
3.2.1 <i>Appoggi</i>	43

3.2.2	Trave longitudinale	44
3.2.3	Traversi intermedi	48
3.3	ANALISI MODALE	50
4.	VERIFICA DELL'IMPALCATO	52
4.1	GENERALITÀ	52
4.2	VERIFICHE TRAVI LONGITUDINALI.....	53
4.2.1	Verifica a flessione SLU	53
4.2.2	Verifica a taglio SLU	59
4.2.3	Verifica a limitazione delle tensioni SLE	63
4.2.4	Verifica connessione trave/soletta.....	72
4.3	DETTAGLIO VERIFICHE SEZIONI SIGNIFICATIVE.....	84
4.3.1	Appoggio spalla	84
4.3.2	Mezzeria campata centrale	95
4.4	VERIFICA TRAVERSI INTERMEDI.....	106
4.5	FESSURAZIONE SOLETTA IN C.A.	107
4.5.1	Generalità	107
4.5.2	Riepilogo verifica a fessurazione.....	109
4.6	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	111
4.7	CONTROMONTE DI PROGETTO	112
4.8	VERIFICA DEL CONFORT	113
5.	APPARECCHIATURE DI APPOGGIO	115
5.1	GENERALITÀ	115
5.2	PORTATE APPOGGI.....	115
6.	AZIONI PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	116
7.	ANALISI E VERIFICA DELLE SPALLE	117
7.1	MODELLO STRUTTURALE	117
7.2	METODOLOGIA DI VERIFICA SPALLE.....	118
7.2.1	Resistenza a flessione sezioni in CA.....	118
7.2.2	Resistenza a taglio sezioni in CA	118
7.2.3	Verifica a fessurazione sezioni in CA	119
7.3	AZIONI SULLE SPALLE	120
7.3.1	Pesi Propri	121
7.3.2	Spinta delle terre a monte delle spalle.....	121
7.3.3	Sovraccarico accidentale a tergo spalla.....	121
7.3.4	Spinta del sovraccarico sul terrapieno	121
7.3.5	Effetti inerziali sisma	121
7.3.6	Incremento di spinta delle terre in fase sismica	122
7.4	VERIFICA DEL PARAMENTO FRONTALE	123
7.4.1	Armatura minima del paramento frontale	123
7.4.2	Verifica a SLU/SLV del paramento frontale.....	123
7.4.3	Verifica a taglio del paramento frontale.....	125
7.4.4	Verifica a fessurazione del paramento frontale.....	126
8.	ANALISI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI SU PALI	132
8.1	DATI DEL PROGETTO	132
8.1.1	Tipo di palo.....	132
8.1.2	Stratigrafia	133
8.1.3	Punti maglia	135

8.1.4	Azioni	135
8.2	DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI	136
8.2.1	Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata di base	136
8.2.2	Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale	136
8.2.3	Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale	137
8.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI IN TESTA AI PALI.....	137
8.4	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE	141
8.4.1	Calcolo della portata di base.....	142
8.4.2	Calcolo della portata laterale.....	142
8.4.3	Verifica	142
8.5	VERIFICA DELLA RESISTENZA TRASVERSALE LATERALE	143
8.6	VERIFICHE STRUTTURALI	144
8.6.1	Verifica a presso-flessione.....	145
8.6.2	Verifica a taglio	145
8.6.3	Verifica a fessurazione	146
9.	VALIDAZIONE DEL MODELLO IMPIEGATO	148

1. Introduzione

La presente relazione riporta i calcoli statici sviluppati nell'ambito della progettazione definitiva di una passerella pedonale sul Fiume Savena, inserita tra le opere del Passante di Bologna all'interno dell'Autostrada A4 Bologna-Bari -Taranto.

1.1 Descrizione generale dell'opera

1.1.1 Impalcato

L'opera consta di una passerella pedonale a una campata di luce 31.50 m, realizzato con schema statico a trave in semplice appoggio, in composizione acciaio calcestruzzo.

Lo schema dell'impalcato, che presenta una larghezza complessiva pari a 5.0 m, è costituito da una struttura portante metallica che si compone di:

- 2 allineamenti di travi longitudinali a doppio T, in composizione strutturale con la soletta, disposte ad interasse trasversale pari a 2.5 m.
- 10 traversi intermedi, disposti ad interasse tipico pari a circa 3.5 m, formati da profili accoppiati, disposti a collegare i due allineamenti delle travi principali.

Le travi principali presentano altezza costante pari a 1.25 m.

L'assieme formato da travi e traversi è stabilizzato, prima della realizzazione della soletta, da un sistema di controventi di montaggio formato da profili 80x80x8, che collegano orizzontalmente le due travi, in corrispondenza di ciascun campo dei traversi intermedi.

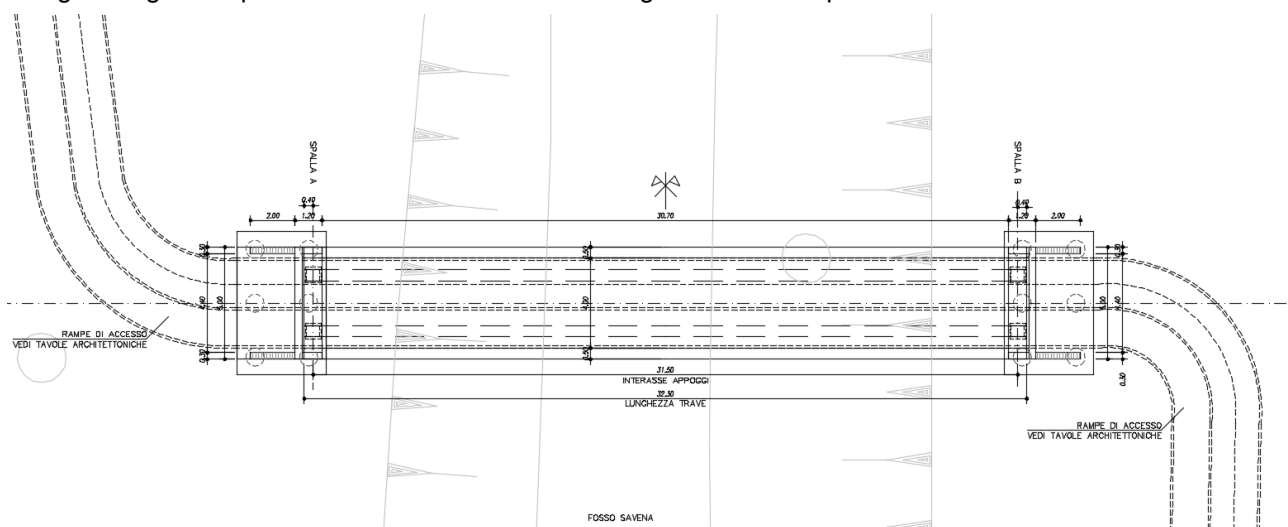
Le giunzioni tra conchi delle travi longitudinali sono realizzate mediante saldatura a piena penetrazione.

L'assemblaggio del grigliato avviene mediante giunzioni bullonate travi/traversi.

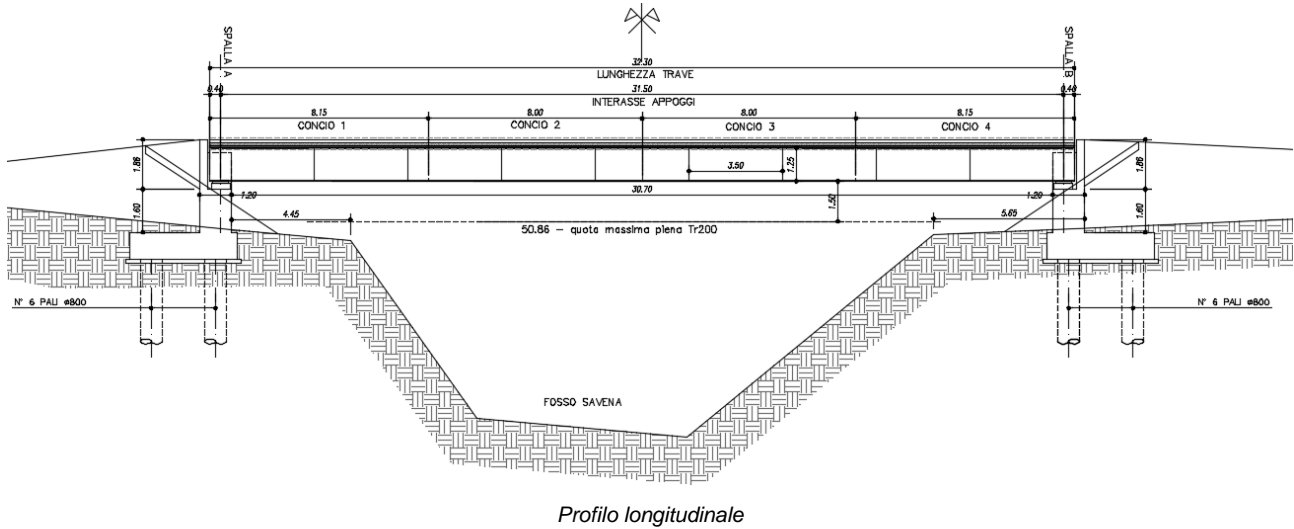
La soletta in calcestruzzo è realizzata con l'ausilio di predalles in calcestruzzo, di spessore 60 mm, ordite in direzione trasversale. Lo spessore complessivo del pacchetto in calcestruzzo è pari a 200 mm.

La soletta, di larghezza pari a 5.0 m, ospita una carreggiata pedonale di ampiezza 4 m. Alle due estremità della carreggiata sono presenti cordoli laterali, di larghezza 0.5 m in cui alloggianno le barriere di sicurezza.

Le figure seguenti riportano schematicamente la configurazione dell'opera.

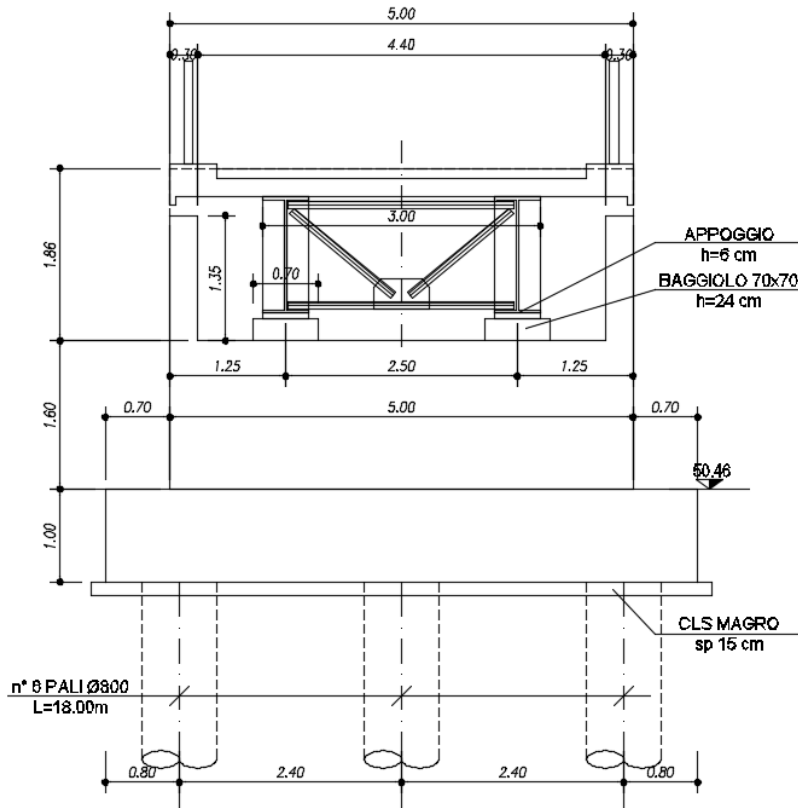


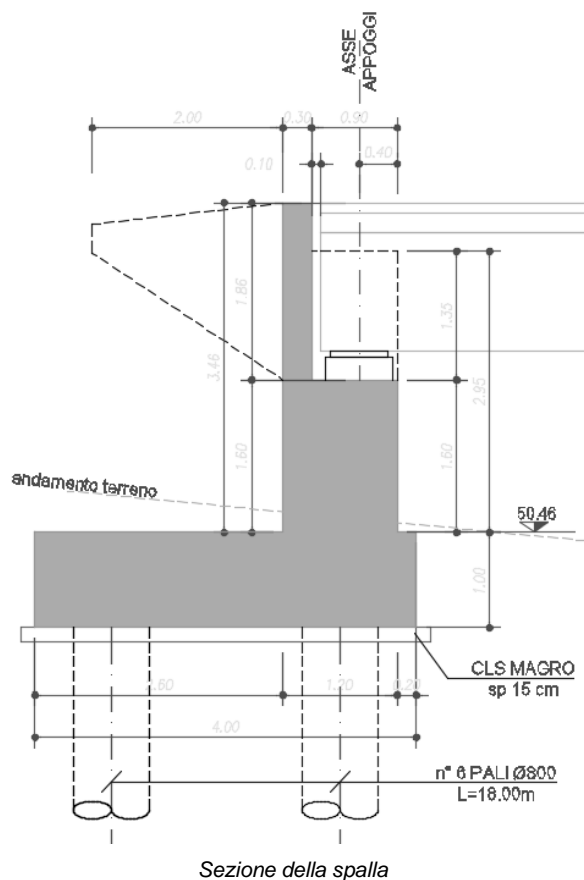
Planimetria della passerella



1.1.2 Sottostrutture

L'impalcato è supportato da spalle in c.a. costituite da un paramento contro terra, costituito da un setto di spessore 1.20 m ed un paraghiaia di spessore pari a 0.30 m. Le spalle risultano fondate su pali $\Phi 800$ di lunghezza pari a 18.00 m. La figura seguente riporta, a titolo indicativo, la configurazione della spalla.





1.1.3 Sistema di vincolo

Il collegamento tra impalcato e spalle viene realizzato con dispositivi di appoggio armati, del tipo indicato in figura seguente, e con le modalità di installazione (collegamento fisso su spalla A, collegamento mobile su spalla B) indicate nelle specifiche tavole grafiche di progetto.



Gli appoggi armati sono progettati per l'uso in ponti ed edifici per trasmettere carichi verticali e permettere movimenti orizzontali in ogni direzione, fornendo insieme capacità rotazionale. Gli appoggi elastomerici armati con armatura semplice sono costituiti da molteplici strati di elastomero separati da lamiere d'armatura in acciaio e con essi successivamente vulcanizzati. Possono essere costruiti in forma rettangolare o circolare per soddisfare i particolari requisiti ingegneristici.

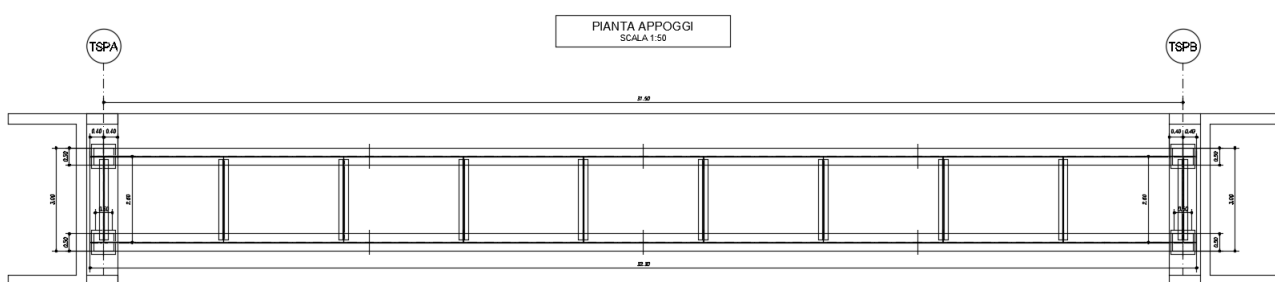
Questi prodotti sono semplici, robusti ed esenti da corrosione poiché gli elementi in acciaio sono interamente coperti dalla gomma. Facili da installare, forniscono un servizio duraturo e senza problemi.

Gli appoggi impiegati presentano le seguenti caratteristiche:

- dimensioni appoggio B x L = 0.5 x 0.6 m
- spessore totale gomma $t_e = 0.016$ m
- carico verticale massimo 6500 kN
- carico orizzontale massimo 270 kN

In figura si riporta lo schema indicativo delle apparecchiature di vincolo.

Questa tipologia di appoggio è utilizzata per ciascun appoggio strutturale.



Pianta appoggi

1.2 Modalità realizzative

1.2.1 Impalcato

La struttura metallica dell'impalcato sarà realizzata in officina per assemblaggio delle lamiere tramite saldatura. I conci prefabbricati in officina verranno trasportati in situ e assemblati tramite saldatura, in modo da ottenere un unico macroconco.

Il varo dell'impalcato metallico avverrà in un'unica fase mediante ausilio di autogru operanti da terra.

Il collegamento dei trasversi intermedi con le travi principali sarà realizzato mediante giunzioni bullonate.

Le travi saranno realizzate con una opportuna contro monta per riprendere la deformata per effetto dei pesi propri strutturali e dei carichi permanenti portati.

La soletta verrà realizzata prevedendo un getto su predalles prefabbricate, ordite in direzione trasversale alle travi principali. Il getto della soletta verrà effettuato per fasi: inizialmente i getti riguarderanno le tratte comprese tra le due travi principali e secondariamente verranno gettati gli sbalzi.

1.2.2 Spalle

Si prevede la seguente fasizzazione:

- 1- Scavo generale di sbancamento fino alla quota di imposta dei pali
- 2- Esecuzione palificata di entrambe le spalle
- 3- Esecuzione getto di pulizia
- 4- Realizzazione elevazioni del fusto e dei muri andatori Spalla SP1 e SP2

- 6- Realizzazione rilevato retrostante le spalle
7- Getto baggioli per successivo varo impalcato.

Il getto della fondazione è previsto su magrone di pulizia di spessore pari a 0.20 m; le parti in elevazione vengono gettate entro cassero.

1.3 Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente normativa italiana e da quella europea (Eurocodici). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente normativa nazionale.

In dettaglio si sono presi in esame quindi i seguenti documenti, che volta in volta verranno opportunamente richiamati:

D.M. 17 gennaio 2018: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-18")

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018

D.M. 31 luglio 2012: Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici

UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento

UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche

UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo

UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio

UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica

UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti

UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti

UNI EN 1090 - 1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali

UNI EN 1090 - 2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

1.4 Contestualizzazione dell'opera

1.4.1 Condizioni ambientali

Per l'opera in esame si assume l'umidità ambientale pari a:

RH = 75 %

1.4.2 Classificazione del traffico

Con riferimento ai carichi mobili, il ponte è classificato come ponte pedonale.

Si considera pertanto, ai fini delle verifiche per tutti gli Stati Limite, lo schema di carico 5, in accordo a EN 1991-2 cap.4.

1.5 Caratteristiche materiali

Le caratteristiche prestazionali dei materiali impiegati sono di seguito specificate, unitamente ai soli parametri distintivi impiegati nell'analisi della struttura.

TABELLA MATERIALI :	
CALCESTRUZZO :	
Secondo EN206 – CNR UNI 11104	
PALI:	
– Classe	C25/30
– Classe di esposizione	XC2
MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI:	
– Classe	C12/15
– Classe di esposizione	X0
FONDAZIONI SPALLE:	
– Classe	C28/35
– Classe di esposizione	XC2
ELEVAZIONI SPALLE:	
– Classe	C32/40
– Classe di esposizione	XF2
CORDOLI E BAGGIOLI:	
– Classe	C35/45
– Classe di esposizione	XF4
SOLETTE IN C.A.:	
Calcestruzzo a ritiro compensato con espansivo a base di ossido di calcio con ritiro ≤ 100 micron/m a 28gg. (Valutazione con la prova secondo UNI 8148)	
– Classe	C35/45 MPa
– Classe di esposizione	XF4
COPPELLE:	
– CLASSE	C35/45
– CLASSE DI ESPOSIZIONE	XF4
COPRIFERRO NOMINALE* per pali trivellati (ϕpalo>600mm)	
Cnom.=60.0mm	
COPRIFERRO NOMINALE* per elevazioni	
Cnom.=35.0mm	
COPRIFERRO NOMINALE* per fondazioni	
Cnom.=40.0mm	
* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P	
ACCIAIO PER C.A.:	
Secondo NTC 2018	
Tipo B450C	f _{yk} \geq 450MPa
	f _{tk} \geq 540MPa
PER QUANTO NON SPECIFICATO, IN PARTICOLARE RELATIVAMENTE ALLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI, ALLE SPECIFICHE PER L'ESECUZIONE DEI LAVORI ED AI CONTROLLI DA ESEGUIRE, SI DOVRA' FARE RIFERIMENTO ALLE NORME TECNICHE D'APPALTO.	

BULLONI: NOTE E PRESCRIZIONI

– Secondo DM 17.01.2018 e UNI EN 14399-1
 Controventi superiori di montaggio e traversi superiori:
 Giunzioni di categoria A secondo EN 1993-1-8 par.3.4. (giunzioni a taglio)
 Bulloni conformi per caratteristiche dimensionali alle norme
 UNI EN ISO 4016 2002 e UNI 5592 1968
 Classi di resistenza secondo norma UNI EN ISO 898-1 2001
 Controventi orizzontali inferiori, diaframmi e giunzioni travi principali.
 Assieme vite-dado conforme a EN 14399.
 Giunzioni di categoria B secondo EN 1993-1-8 par.3.4. (giunzioni ad attrito allo SLE a serraggio controllato/calibrato)
 Preparazione delle superfici: classe di rugosità C (EN 1090-2, tab18).

RIFERIMENTI NORMATIVI

Viti e dadi: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 3, 4 e 10.
 Rosette e piastrine: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 5 e 6.

PROPRIETA' DEI MATERIALI

Viti 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 2001
 Dadi 10 secondo UNI EN 20898-2 1994
 Rosette in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32±40, secondo UNI EN 10083-2 2006.
 Piastrine in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32±40, secondo UNI EN 10083-2 2006.
 I bulloni disposti verticalmente, se possibile, avranno la testa della vite verso l'alto ed il dado verso il basso ed avranno una rosetta sotto la vite ed una sotto il dado
 Superfici a contatto per giunzione ad attrito: categoria C secondo EN 1090-2,
 n=0.30 secondo tab. 3.7 EN 1993-1-8 e par. 4.2.8.1.1 DM 17/01/2018
 Precarico secondo UNI EN 1993-1-1(EC3)

BULLONE	PRECARICO
M20-10.9	170 KN
M24-10.9	250 KN
M27-10.9	320 KN

In ogni caso i collegamenti bullonati devono essere a serraggio controllato/calibrato.

PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918 e DM 17/01/2018
 Pioli tipo NELSON $\phi=22$ H=225
 Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)
 f_y > 350 MPa
 f_u > 450 MPa
 Allungamento > 15%
 Strizione > 50%

1.5.1 Coefficienti parziali di sicurezza

Relativamente ai coefficienti parziali dei materiali si fa riferimento, nell'ambito delle rispettive verifiche, a quanto contenuto in tabella.

Coefficienti di sicurezza materiali

Carpenteria metallica

γ_{mo}	1.05 verifiche S.L.U. - resistenza
γ_{m1}	1.10 verifiche S.L.U. - buckling
γ_{m2}	1.25 verifiche S.L.U. - frattura in trazione
$\gamma_{m,ser}$	1.00 verifiche S.L.E. - limitazione delle tensioni
γ_{Ff}	1.00 verifiche S.L. fatica
γ_{Mf}	1.35 non fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.V
 EN 1993-1-1 6.1.(1) + N.A.D.
 EN 1993-2
 EN 1993-1-9 cap. 3.(8) - cap. 8.

Piolature

γ_v	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
ks	0.60 verifiche S.L.E.
γ_{Mf}	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1994-2 cap. 6.6.3.1.(1)

Bullonature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_{m3}	1.25 scorrimento S.L.U. (bull. Cat. C)
$\gamma_{m3,ser}$	1.10 scorrimento S.L.E. (bull. Cat. B)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.XI
 EN 1993-1-8 2.2.(2) + N.A.D.
 EN 1090-2

Saldature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
β_w	0.90 correlation factor (cord. Angolo)

riferimenti:

NTC 08 4.2.8.2.4
 EN 1993-1-8 4.5.3.2.(4) + N.A.D.
 EN 1090-2

Calcestruzzo

α_{cc}	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
γ_c	1.50 S.L.U.

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.1
 NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1992-1-1 2.4.2.4

Acciaio in barre

γ_s	1.15 resistenza S.L.U.
------------	------------------------

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3

NTC 08 cap. 4.3.3

Si precisa che le unioni bullonate saranno di norma di categoria “B” (slip resistant at serviceability).

1.6 Software di calcolo

Il calcolo delle strutture è stato effettuato utilizzando il programma ad elementi finiti Midas Civil 2019 vers 1.2 della Midas Information Technology.

Come consigliato nel Par. 10.2 di [1], si riportano alcune informazioni sul codice di calcolo usato per l'analisi degli elementi strutturali esaminati.

1.6.1 Caratteristiche del codice di calcolo

Il codice esegue l'analisi di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà, utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono di tipo trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, e guscio, sia rettangolare sia triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, coppie e distorsioni termiche, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidezza elastica.

1.6.2 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (SAP2000 prodotto da Computers and Structures, Inc., California). Al termine dell'elaborazione viene valutata la correttezza della soluzione, sulla base dell'uguaglianza numerica tra lavoro esterno ed energia di deformazione. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. E' possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

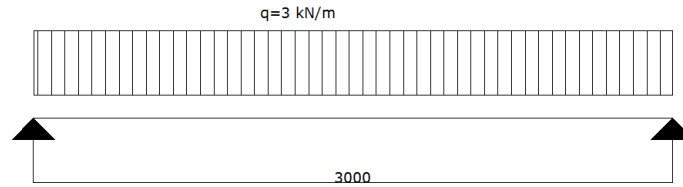
1.6.3 Motivazione della scelta del codice

Midas Civil permette l'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando schematizzazioni via via più dettagliate.

1.6.4 Validazione del codice di calcolo

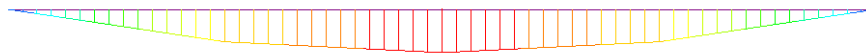
La validazione del codice di calcolo viene eseguito confrontando i risultati delle sollecitazioni ottenute tramite calcolo manuale di una trave semplicemente appoggiata e la risoluzione della stessa struttura con stesse caratteristiche geometriche e carichi da parte del programma di calcolo ad elementi finiti utilizzato per la modellazione strutturale.

SOLUZIONE MANUALE



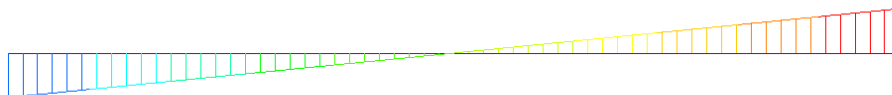
- $L = 3 \text{ m}$
- $q = 3 \text{ kN/m}$
- $M = qL^2/8 = 3.375 \text{ kNm}$
- $V = qL/2 = 4.5 \text{ kN}$

SOLUZIONE PROGRAMMA AD ELEMENTI FINITI



POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
3.375	
3.068	
2.761	
2.455	
2.148	
1.841	
1.534	
1.227	
0.920	
0.614	
0.307	
0.000	

ST: CARICO
MAX : 1
MIN : 1
FILE: TRAVE SEM-
UNIT: kN*m
DATE: 11/24/2017
VIEW-DIRECTION
X: 0.000 ▲



POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
4.500	
3.682	
2.864	
2.045	
1.227	
0.409	
0.000	
-1.227	
-2.045	
-2.864	
-3.682	
-4.500	

ST: CARICO
MAX : 1
MIN : 1
FILE: TRAVE SEM-
UNIT: kN
DATE: 11/24/2017
VIEW-DIRECTION

I risultati sono coincidenti, il programma può di conseguenza considerarsi valido.

1.7 Convenzioni generali

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze:	m
forze - coppie:	kN
tensioni:	MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

In generale, per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

F_x	azione assiale
F_y	azione tagliante agente nel piano orizzontale
F_z	azione tagliante agente nel piano verticale
M_x	momento torcente
M_y	momento flettente agente nel piano verticale
M_z	momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche F_x , F_z , M_y , dal momento che risultano non significativi i contributi F_y , M_x ed M_z .

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

M (M_f)	in luogo di M_y
V	in luogo di F_z
T	in luogo di M_x

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE:	se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave
- NEGATIVE:	se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave

1.8 Impostazioni generali delle analisi strutturali

1.8.1 Modello strutturale

Il modello strutturale utilizzato per l'analisi dell'impalcato è di tipo spaziale a graticcio. Le travi principali e i traversi intermedi inferiori sono stati modellati mediante elementi "beam" monodimensionali attribuendo loro caratteristiche geometriche e di sezione, differenti a seconda del modello considerato (solo acciaio, acciaio-clc per azioni di lunga durata, acciaio-clc per azioni di breve durata). I traversi intermedi superiori e diagonali sono stati modellati mediante elementi "truss".

Al fine di simulare la sezione composta di acciaio+cls, si è utilizzata la tipologia di sezione offerta dal solutore Midas come sezione "composta", nella quale compaiono direttamente sia le caratteristiche relative alla sezione di acciaio, sia quelle relative alla soletta collaborante in calcestruzzo.

I vari elementi strutturali sono stati inseriti a livello dei propri baricentri geometrici e mutuamente collegati attraverso "link" rigidi.

Si sono inserite, inoltre, aste ausiliarie in direzione longitudinale per agevolare la distribuzione dei carichi sull'intero impalcato. Tali aste hanno peso nullo ed inerzia ininfluenza ai fini del calcolo e perciò serviranno solamente a trasferire il carico all' impalcato.

Per quanto riguarda la schematizzazione dei dispositivi di vincolo, questi sono stati modellati ipotizzando una spalla fissa e una spalla mobile. La spalla fissa è costituita da un appoggio fisso e un appoggio monodirezionale che vincola gli spostamenti longitudinali. La spalla mobile, invece, è costituita da un appoggio monodirezionale che vincola gli spostamenti trasversali e da un appoggio multidirezionale che permette tutti gli spostamenti orizzontali.

1.8.2 Fasi di analisi della struttura composta

Il programma di calcolo Midas Civil esegue una analisi strutturale attraverso una "construction stages": ogni fase risulta definita sulla base di quanto effettivamente attivato in merito ad elementi strutturali, materiali, vincoli interni ed esterni, azioni.

Relativamente agli effetti nel tempo del ritiro, questi verranno attivati dall' istante $t_0 = 1g$, mentre gli effetti del fluage si considerano immediatamente attivi all'applicazione dei carichi permanenti portati.

Entrambi gli effetti si svilupperanno nel tempo secondo le leggi formulate negli Eurocodici.

La tabella seguente illustra le fasi considerate:

1- Varo struttura metallica

Elementi attivi: travi e traversi metallici

Vincoli: appoggi elastomerici

Materiali: acciaio da carpenteria metallica

Durata della fase: $\Delta t = 1 g$

Azioni: peso proprio acciaio

2- Posa predalles e getto soletta di impalcato

Elementi attivati: soletta trasversale e elementi fittizi longitudinali

Vincoli attivati: nessuno

Materiali: calcestruzzo soletta

Durata della fase: $\Delta t = 1g$

Azioni: peso proprio calcestruzzo soletta

3- Trave composta

Elementi attivati: trave composta acciaio-calcestruzzo

Vincoli attivati: nessuno

Materiali: nessuno

Durata della fase: $\Delta t = 1 g$

-> Azione: inizio effetti del ritiro

$\Delta t = 30 g$

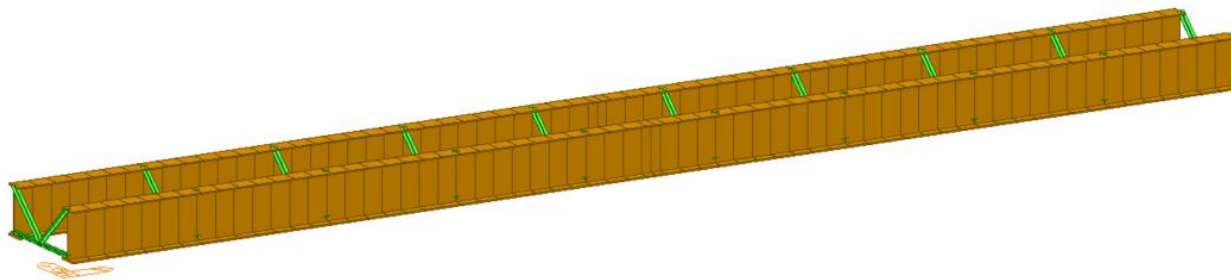
-> Azione: applicazione carico permanente portato

$\Delta t = 30 g$

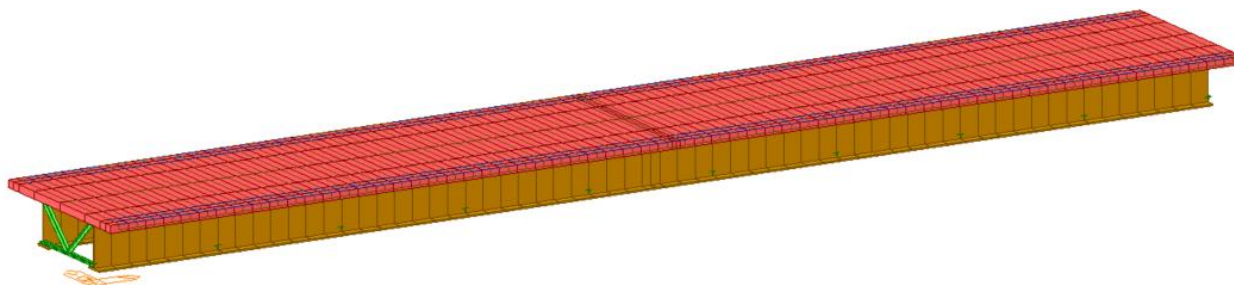
-> Azione: inizio effetti del fluage

$\Delta t = 36500 g$

-> Azione: applicazione carichi variabili, azione sismica



Fase 1 Varo struttura metallica

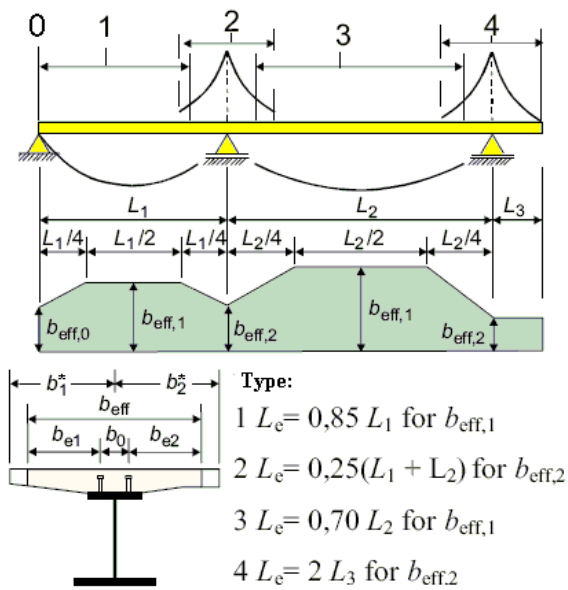


Fase 3 Trave composta

1.8.3 Larghezze di soletta collaboranti

Ai fini delle verifiche delle sezioni, si valutano le effettive larghezze collaboranti con le travi longitudinali e rispettivamente con la soletta, secondo i criteri contenuti in EN 1994-2 al punto 5.4.1.2 + NAD.

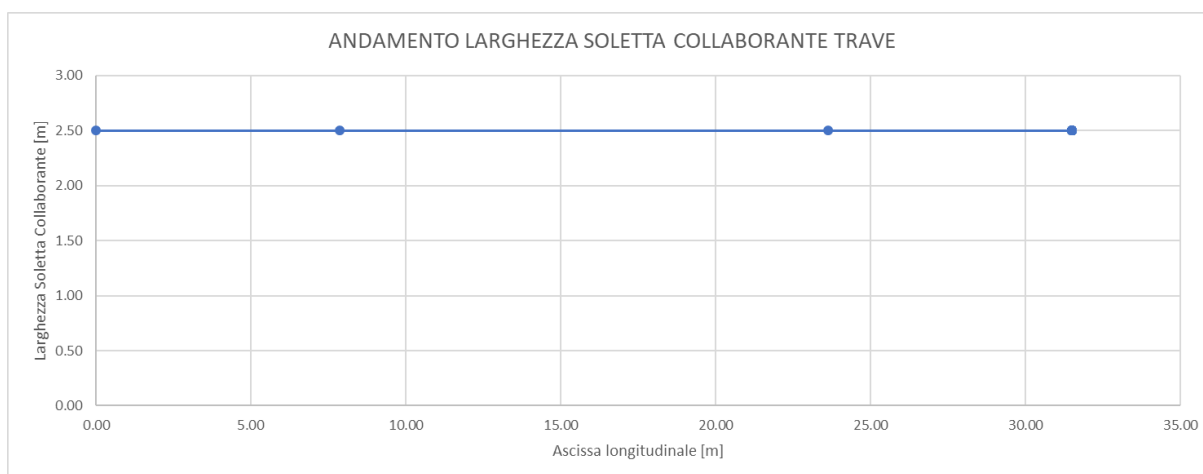
Le luci efficaci "Le" afferenti alle varie zone vengono valutate sulla base dello schema di seguito richiamato.



In tabella si riassumono i parametri di calcolo delle larghezze collaboranti alle travi longitudinali, valutate lungo lo sviluppo dell'impalcato.

Larghezza Soletta Collaborante												
Sezione	Distanza Assi Pioli	Distanza Piolo - Estremo Est	Distanza Piolo - Estremo Int	Lunghezza Campata 1	Lunghezza Campata 2	Lunghezza Equivalente		Larghezza Effettiva Flangia 1	Larghezza Effettiva Flangia 2			Larghezza Effettiva Soletta
	b_0	b_1	b_2	L_1	L_2	L_e	$L_e/8$	b_{e1}	b_{e2}	β_{e1}	β_{e2}	b_{eff}
	m	m	m	m	m	m	m	m	m			m
Spalla 1	0.3					26.78	3.347	1.100	1.100	1.000	1.000	2.50
Campata	0.3	1.1	1.1	31.5		26.78	3.347	1.100	1.100			2.50
Spalla 2	0.3					26.78	3.347	1.100	1.100	1.000	1.000	2.50

Di seguito l'andamento della larghezza collaborante di ciascuna trave, in forma grafica.



1.8.4 Effetti della fessurazione del calcestruzzo della soletta

Per tenere in conto degli effetti della fessurazione del calcestruzzo della soletta, avendo rapporti tra luci consecutive superiori a 0.6, non si terrà conto delle proprietà della soletta (cls) nel tratto pari al 15% di ogni campata in appoggio su ogni pila, in aderenza al punto (3) del capitolo 5.4.2.3 di EC4.

Nella passerella in esame, la struttura è schematizzata come doppiamente appoggiata. Pertanto, non sono presenti zone in cui vengono considerati gli effetti della fessurazione del calcestruzzo.

1.8.5 Caratteristiche delle travi metalliche

1.8.5.1 Travi principali

L'impalcato risulta suddiviso in 3 conchi che presentano i medesimi spessori delle lamiere componenti la sezione. Pertanto, la sezione metallica risulta costante lungo tutta la lunghezza delle travi.

Le caratteristiche costituenti le lamiere della trave principale di ciascun conchio sono riportate nella tabella seguente.

Base Flangia Superiore	Spessore Flangia Superiore	Spessore Anima	Altezza Anima	Base Flangia Inferiore	Spessore Flangia Inferiore
b_{s2}	t_{s2}	t_w	h_w	b_{i2}	t_{i2}
mm	mm	mm	mm	mm	mm

500	30	16	1180	500	40
-----	----	----	------	-----	----

La sezione resistente si completa con l'armatura longitudinale disposta al lembo inferiore e superiore della soletta, per la quale si prevedono i quantitativi indicati in tabella:

Spessore Getto Soletta	Spessore Predalles	Armatura superiore	Copriferro superiore	Armatura inferiore	Copriferro inferiore
t_{cls}	t_p	ϕ_{sup}	c_{sup}	ϕ_{inf}	c_{inf}
mm	mm	mm	mm	mm	mm
14.	60	12/200	60	12/200	85

Lo spessore della predalles non viene considerato all'interno della sezione resistente.

La connessione tra la soletta e le travi principali è realizzata mediante connettori a piolo disposti posizionati con la disposizione mostrata in tabella:

Diametro Gambo Piolo	Altezza Piolo	Numero Pioli	Spaziatura Longitudinale	Spaziatura Trasversale
d	h	N	s_c	s_t
mm	mm		mm	mm
19	125	4	200	100

1.8.5.2 Riepilogo proprietà geometrico-statiche travi longitudinali

Le travi principali presentano altezza costante lungo tutta la lunghezza dell'impalcato.

Di seguito sono riportate le proprietà geometriche e statiche degli elementi considerati. Essi saranno utilizzati successivamente anche nella fase di verifica.

Sezioni Metalliche																			
Sezione	Base Flangia Superiore 1	Spessore Flangia Superiore 1	Base Flangia Superiore 2	Spessore Flangia Superiore 2	Spessore Anima	Altezza Anima	Base Flangia Inferiore 1	Spessore Flangia Inferiore 1	Base Flangia Inferiore 2	Spessore Flangia Inferiore 2	Altezza Totale Profilo	Area Sezione Profilo	Momento Statico all'intradosso	Posizione Baricentro dall'intradosso	Momento Inerzia Baricentrico	Modulo di Resistenza Estremo	Modulo di Resistenza Estremo Inferiore Profilo	Modulo di Resistenza Estremo Superiore Anima	Modulo di Resistenza Estremo Inferiore Anima
	b_{s1}	t_{s1}	b_{s2}	t_{s2}	t_w	h_w	b_{i1}	t_{i1}	b_{i2}	t_{i2}	h_{trave}	A_B	$S_{x,a}$	$z_{G,a}$	I_a	W_{sa}	W_{ia}	W_{sw}	W_{iw}
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ³	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³
1	0	0	500	30	16	1180	0	0	500	40	1250	53880	30819400	572.0	14945628320	-22043724	26128687	-23064268	28093247

1.8.5.3 Proprietà plastiche delle sezioni

Ai fini della classificazione e delle verifiche sezionali, vengono valutate le proprietà plastiche di base delle sezioni. Le proprietà vengono sistematicamente valutate per tutte le sezioni considerate nelle verifiche.

Per la valutazione di M_{pl} si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.1.2. (4.3.2.1.2. delle NTC 2018).

Il calcolo di M_{pl} viene effettuato mediante semplici considerazioni di equilibrio delle forze plastiche sviluppate dai singoli elementi componenti la sezione, sotto opportune ipotesi, verificate a posteriori, riguardanti la posizione dell'asse neutro plastico.

In generale, quindi, indicato con:

$N_{abf} = t_{inf} \times b_{inf} \times f_{yinf} / \gamma_{m0}$	azione assiale plastica sviluppabile dalla piattabanda inferiore;
$N_{aweb} = t_{web} \times h_{web} \times f_{yweb} / \gamma_{m0}$	azione assiale plastica sviluppabile dalla anima;
$N_{atf} = t_{sup} \times b_{sup} \times f_{ysup} / \gamma_{m0}$	azione assiale plastica sviluppabile dalla piattabanda superiore;
$N_{c1} = 0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_{cls} / \gamma_c$	azione assiale plastica sviluppabile dalla soletta di cls (di spessore pari a h_{cls}) compreso tra il layer superiore di armatura e l'estradosso della soletta (agente solo a compressione);
$f_{yinf}, f_{ysup}, f_{yweb}$	resistenze caratteristiche di snervamento dell'acciaio componente rispettivamente la piattabanda inferiore, la piattabanda superiore e l'anima;

La posizione dell'asse neutro plastico, per un dato segno dell'azione flettente, è immediatamente e univocamente determinabile dall'esame di relazioni simili alla seguente, esplicitata per il caso di momento flettente negativo (soletta compressa), e asse neutro plastico disposto nell'anima:

$$z_{pl} = t_{inf} + (N_{atf} - N_{abf} + N_{aweb}) / (2 t_{web} f_{yweb} \gamma_{m0})$$

Si evidenzia inoltre che:

- l'azione assiale plastica sviluppata dal calcestruzzo in compressione viene valutata sulla base di uno stress block equivalente, di altezza pari a quella effettiva, ma di intensità ridotta all'85 % (cfr. EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(1), punto d),
- le armature in compressione non vengono considerate, come definito nell'ipotesi semplificativa contemplata da EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(1), punto c

La valutazione della configurazione plastica viene effettuata per ciascun elemento, valutando di volta in volta la posizione dell'asse neutro plastico e il valore di M_{pl} nelle configurazioni di momento positivo e negativo.

1.8.5.4 Preclassificazione delle sezioni

Sulla base dei dati scaturiti dall'analisi plastica, è possibile effettuare una prima preclassificazione delle sezioni, riferita ai singoli sottocomponenti (piattabanda inferiore, superiore e anima rispettivamente). La preclassificazione viene effettuata separatamente per momento flettente positivo e momento flettente negativo.

Si seguono i criteri contenuti in NTC 2018, cap. 4.2.3.1 (EN 1993-1-1, cap. 5.6), con le seguenti precisazioni:

- vengono presi in considerazione i soli elementi compressi, o parzialmente compressi (1993-1-1 cap. 5.5.2(3))
- la classificazione è riferita ai singoli sottocomponenti (1993-1-1 cap. 5.5.2(7))
- la classe della sezione trasversale viene definita come quella più sfavorevole degli elementi che la compongono (1993-1-1 cap. 5.5.2(6))

- le piattabande superiori, data la connessione rigida con il calcestruzzo, vengono classificate sistematicamente in classe 1 (1994-2, cap. 5.5.2(1)); a tale proposito la spaziatura dei connettori verrà predisposta conformemente ai criteri contenuti in 1994-2 cap. 6.6.5.5, ovvero:

$$i_l = 200 \text{ mm} < 22 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 22 \times 30 \times 0.814 = 537 \text{ mm} \quad \text{massimo interasse longitudinale}$$

$$d_t = 90.5 \text{ mm} < 9 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 9 \times 30 \times 0.814 = 220 \text{ mm} \quad \text{massimo distanza dal bordo}$$

Per ragioni puramente numeriche, gli elementi tesi, a rigore non da classificarsi, vengono assegnati alla classe 1.

Di seguito viene effettuata la preclassificazione delle flange superiori e inferiori, in modo da verificare che non siano soggette a fenomeni di instabilità locale. La preclassificazione delle flange superiori verifica che durante la fase di getto della soletta queste ultime non siano soggette a fenomeni di instabilità.

La snellezza limite degli elementi soggetti a compressione uniforme risulta pari a:

$$c/t_{lim} = 14 \cdot \varepsilon = 14 \cdot 0.814 = 11.4$$

Di seguito si riporta la verifica ad instabilità locale delle flange.

b_{sup}	t_{sup}	c	c/t	b_{inf}	t_{inf}	c	c/t
mm	mm	mm		mm	mm	mm	
500	30	242	8.07	500	40	242	6.05

Ogni rapporto c/t risulta minore della snellezza limite, pertanto, nessuna flangia è soggetta a fenomeni di instabilità locale, sia in fase di getto della soletta, sia nella fase finale.

1.8.6 Sezioni di verifica

Per l'analisi della struttura metallica d'impalcato si prendono in esame le tutte le sezioni rappresentative di tutti i conci. Tali sezioni sono ubicate, indicativamente, in corrispondenza dei nodi degli elementi finiti impiegati per la modellazione analitica.

Ai fini delle verifiche di ciascuna trave principale si fissa l'attenzione su 64 sezioni significative. Esse corrispondono a tutte le sezioni di giunzione tra un concio e l'altro, alle sezioni di testa-spalla e mezzeria campata e alle sezioni di attacco dei traversi. In ogni caso viene considerato un interasse massimo di 0.5 m tra ognuna di esse,

La seguente tabella riporta la corrispondenza delle sezioni di verifica delle due travi prese in esame:

Elemento Trave 1	Elemento Trave 2	Ascissa Longitudinale
		X
		m
1	65	0
2	66	0.5
3	67	1
4	68	1.5
5	69	2
6	70	2.5
7	71	3
8	72	3.5
9	73	4
10	74	4.5
11	75	5
12	76	5.5
13	77	6
14	78	6.5
15	79	7
16	80	7.5
17	81	8
18	82	8.5
19	83	9
20	84	9.5
21	85	10
22	86	10.5
23	87	11
24	88	11.5
25	89	12
26	90	12.5
27	91	13
28	92	13.5

29	93	14
30	94	14.5
31	95	15
32	96	15.5
33	97	15.75
34	98	16
35	99	16.5
36	100	17
37	101	17.5
38	102	18
39	103	18.5
40	104	19
41	105	19.5
42	106	20
43	107	20.5
44	108	21
45	109	21.5
46	110	22
47	111	22.5
48	112	23
49	113	23.5
50	114	24
51	115	24.5
52	116	25
53	117	25.5
54	118	26
55	119	26.5
56	120	27
57	121	27.5
58	122	28
59	123	28.5
60	124	29
61	125	29.5
62	126	30
63	127	30.5
64	128	31
64	128	31.5

1.8.7 Metodologia di verifica impalcato

Le verifiche vengono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

Con riferimento all'intero impalcato vengono effettuate le seguenti verifiche di:

- verifiche di resistenza e stabilità delle travi
- verifica delle tensioni nel calcestruzzo e nelle barre di armatura della soletta
- verifica della connessione trave-soletta
- verifica a fessurazione
- verifiche di resistenza e stabilità dei traversi
- verifica di deformabilità
- verifica del confort

Per maggiore chiarezza nel capitolo relativo alle verifiche delle travi e dei traversi si preciseranno in dettaglio le metodologie di verifica impiegate. In generale comunque si precisa che, per quanto riguarda le verifiche di resistenza delle sezioni di impalcato in acciaio-calcestruzzo, la resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico in funzione della classe della sezione stessa: se la sezione risulta appartenere alle classi 1 o 2 ("sezione compatta") è possibile adottare uno qualsiasi dei metodi citati, mentre per le sezioni di classe 3 o 4 ("sezioni snelle") risulta necessario riferirsi al metodo elastico o tutt'al più a quello elasto-plastico. Nel seguito, pertanto, si eseguirà innanzitutto la classificazione della sezione in esame in funzione del suo reale stato di sollecitazione e si provvederà a valutare la sua capacità resistente secondo il seguente criterio:

- Classe 1 o 2: si adotterà il metodo plastico;
- Classe 3 o 4: si adotterà il metodo elastico.

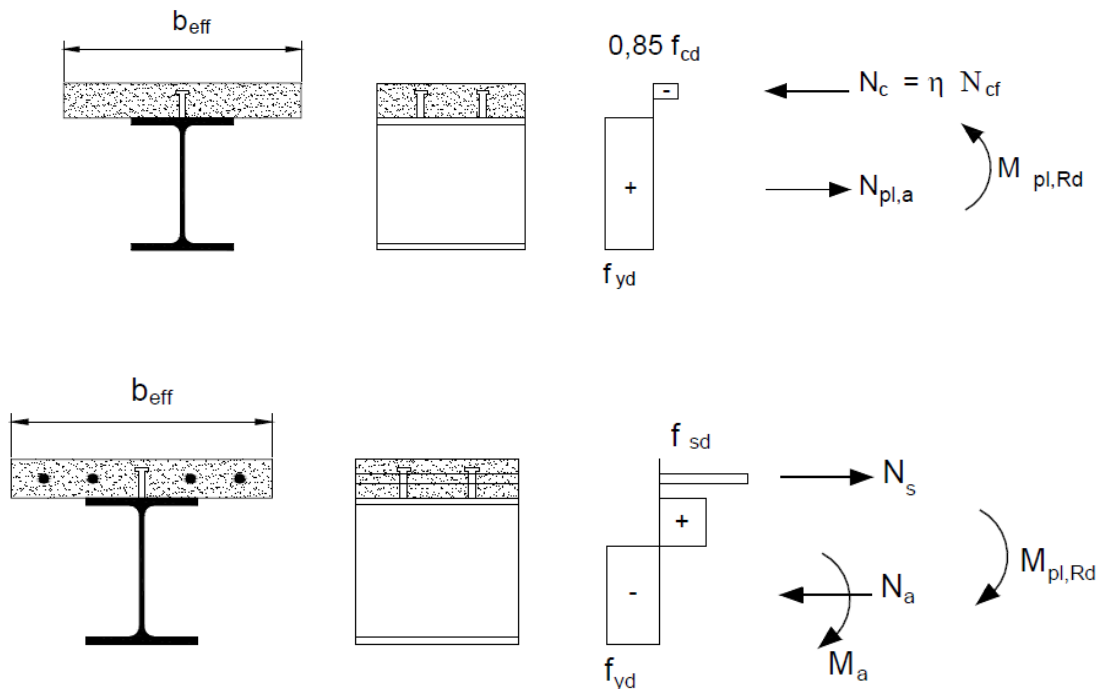
Si precisa inoltre che per le sezioni ricadenti in classe 4 verranno valutate le caratteristiche resistenti efficaci ricorrendo al "Hole-in-web method" come richiesto dalle norme EN 1993-1-1.

1.8.7.1 Metodo plastico

Il metodo plastico prevede innanzitutto la valutazione delle caratteristiche plastiche elementari delle varie componenti della sezione, e quindi la valutazione delle caratteristiche plastiche complessive della sezione in termini di puro momento flettente, ed infine in termini di momento flettente ridotto per effetto dell'interazione con l'azione tagliante. Affinché le verifiche condotte con il metodo plastico possano ritenersi soddisfatte, le sollecitazioni agenti sulla sezione dovranno risultare inferiori ai suddetti valori plastici. In particolare, il rapporto tra l'azione sollecitante (genericamente indicata $E_{calcolo}$) e quella resistente (genericamente indicata E_R) viene definito η e dovrà quindi risultare inferiore all'unità:

$$\eta = \frac{E_{calcolo}}{E_R} < 1$$

Nello schema seguente si riportano i componenti della sezione trasversale di cui vengono valutate le caratteristiche plastiche elementari, in entrambe le configurazioni di momento flettente.



Più in dettaglio le componenti considerate sono le seguenti:

- porzione di calcestruzzo compressa
- piattabanda superiore
- anima
- piattabanda inferiore

Per la valutazione di M_{pl} si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.1.2. (4.3.2.1.2. delle NTC 2018). In particolare, il calcolo di M_{pl} viene effettuato mediante semplici considerazioni di equilibrio delle forze plastiche sviluppate dai singoli elementi componenti la sezione, sotto opportune ipotesi, verificate a posteriori, riguardanti la posizione dell'asse neutro plastico.

1.8.7.2 Metodo elastico

Il metodo elastico prevede la valutazione delle tensioni presenti in determinati punti considerati significativi per la sezione, ed il successivo confronto di questi valori tensionali con i valori limite imposti da normativa. In particolare, il momento resistente elastico della sezione viene valutato tramite la seguente relazione, definita in EN 1994-2, cap. 6.2.1.4:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k \cdot M_{c,Ed}$$

In cui:

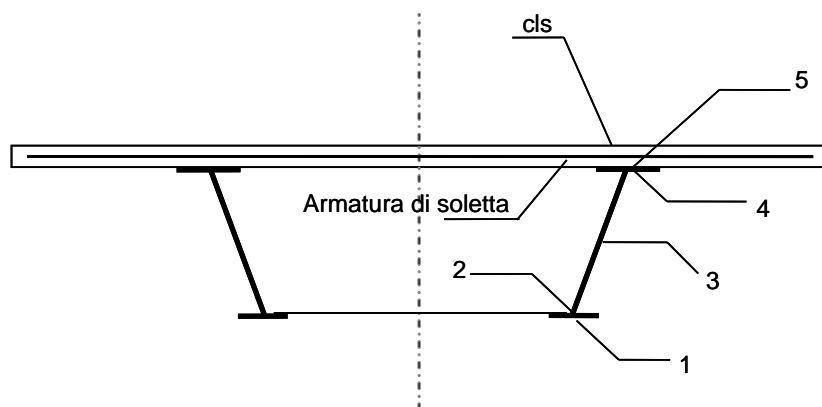
- $M_{a,Ed}$ è il momento agente solamente sulla sezione del profilo di acciaio
- $M_{c,Ed}$ è il momento agente sulla sezione composta
- k è il minore dei moltiplicatori che portano ciascun elemento al raggiungimento della tensione limite

In particolare, il rapporto tra l'azione sollecitante (genericamente indicata $E_{calcolo}$) e quella resistente (genericamente indicata E_R) viene definito η e dovrà quindi risultare inferiore all'unità:

$$\eta = \frac{E_{calcolo}}{E_R} < 1$$

Nello schema seguente si riportano, lungo la sezione trasversale, i punti ritenuti significativi per il calcolo delle tensioni.

Disposizione dei punti significativi per il calcolo delle tensioni



L'ubicazione esatta dei punti indicati è la seguente:

- 1) intradosso piattabanda inferiore
 - 2) attacco anima/piattabanda inferiore
 - 3) baricentro sezione
 - 4) attacco anima/piattabanda superiore
 - 5) estradosso piattabanda superiore (attacco trave/soletta)
- reinf) baricentro armature di soletta (inf+sup)
 cls) estradosso soletta in calcestruzzo

1.8.7.3 Procedura di verifica

Date le novità introdotte dalle norme NTC e dagli Eurocodici in materia di progettazione delle strutture in acciaio, si ritiene utile presentare a livello generale le procedure di verifica seguite nel presente lavoro.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni si seguono i criteri contenuti in EN 1993-1-1, EN 1993-2, EN 1994-2 e EN 1993-1-5.

La classificazione delle sezioni viene effettuata sulla base dei rapporti dimensionali e con riferimento al reale stato tensionale indotto dai carichi agenti sulla struttura. Una volta individuata la classe di riferimento di ciascuna sezione di verifica si adottano le seguenti metodologie di verifica:

- classe 1-2: analisi plastica;
- classe 3: analisi elastica;
- classe 4: analisi elastica con caratteristiche resistenti valutate secondo "hole in web method".

Le verifiche vengono effettuate mediante una procedura automatica implementata in un foglio elettronico, organizzata in "schede" relativa a ciascuna sezione di verifica. La procedura automatica effettua, per ciascuna sezione di verifica la combinazione delle sollecitazioni per ottenere il massimo e minimo momento flettente, e la massima azione tagliante assoluta e, nell'ambito di queste tre combinazioni di base, vengono seguiti i seguenti passaggi:

- classificazione della sezione con riferimento alla combinazione in esame
- analisi plastica per tensioni normali, con valutazione del momento resistente plastico
- analisi elastica, effettuata sulla base delle caratteristiche resistenti della sezione (reali o efficaci in base alla classe della sezione stessa)
- calcolo dei contributi resistenti a taglio

- verifica interazione azione flessione - taglio.

I principali criteri di verifica adottati vengono di seguito sintetizzati.

1.8.7.3.1 Taglio V

Per la verifica a taglio, si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.2, EN 1993-1-1 cap. 6.2.6. e EN 1993-1-5 cap. 5; la condizione di vincolo di estremità per l'anima è quella di "non rigid end post".

La resistenza a taglio viene definita come valore minimo tra la resistenza plastica a taglio $V_{pl,Rd}$ e la resistenza all'instabilità per taglio $V_{b,Rd}$.

La resistenza plastica a taglio $V_{pl,Rd}$ si ricava tramite la seguente relazione, come definito in EN 1993-1-1 cap. 6.2.6:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

La resistenza all'instabilità di taglio viene valutata tramite la seguente relazione, come definito in EN 1993-1-5 cap. 5.2:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

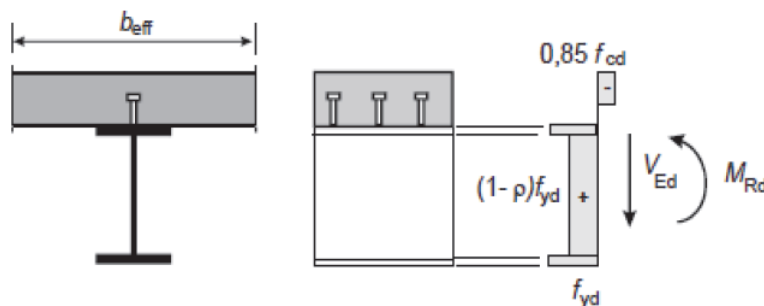
Infine, viene definito il rapporto tra l'azione sollecitante (genericamente indicata $E_{calcolo}$) e quella resistente (genericamente indicata E_R) η , che dovrà quindi risultare inferiore all'unità, come mostrato di seguito:

$$\eta = \frac{E_{calcolo}}{E_R} < 1$$

1.8.7.3.2 Interazione taglio-flessione (V-M) (cfr. EN1993-1-5 cap. 7.)

In accordo con quanto previsto da EN 1993-1-1 cap. 6.2.10.(P)2 ed EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(P)1, l'interazione tra taglio e momento non viene valutata se $V_{Ed} < 0.5 V_{Rd}$.

Nel caso in cui è necessario valutare l'interazione taglio-flessione e la classe della sezione trasversale è 1 o 2, la verifica viene effettuata andando a ridurre la resistenza dell'anima nella configurazione plastica del momento resistente, come mostrato nella seguente figura e definito in EN 1994-2 cap. 6.2.2.4 (4):



Nel caso in cui la sezione trasversale è di classe 3 o 4, l'interazione taglio-flessione viene verificata tramite la seguente relazione, come definito in EN 1993-1-5 cap. 7.1:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$$

dove:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} > 0,5$$

1.8.7.3.3 Verifiche a limitazione delle tensioni

La verifica a limitazione delle tensioni viene effettuata per entrambi i segni di momento flettente e per ciascuno degli elementi dell'impalcato, quali:

- trave metallica
- armatura della soletta
- soletta in calcestruzzo.

La verifica a limitazione delle tensioni della trave metallica viene effettuata utilizzando la combinazione di carico caratteristica. La verifica viene eseguita tramite le seguenti relazioni, come definito in EN 1993-2 cap 7.3:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

in cui:

- $\sigma_{Ed,ser}$ è la tensione normale ottenuta con la combinazione di carico caratteristica;
- $\tau_{Ed,ser}$ è la tensione tangenziale ottenuta con la combinazione di carico caratteristica;
- $\gamma_{M,ser}$ è il coefficiente di sicurezza dell'acciaio, assunto pari a 1, come definito in in EN 1993-2 cap 7.3 (1).

La verifica combinata utilizza il criterio di Von Mises, nel quale cautelativamente vengono considerate le tensioni normali delle flange e quelle tangenziali dell'anima.

La verifica a limitazione delle tensioni dell'armatura della soletta viene effettuata, anche in questo caso, utilizzando la combinazione di carico caratteristica. La verifica viene eseguita tramite la seguente relazione, come definito in EN 1992-1-1 cap 7.2 (5):

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{sk}$$

in cui:

- σ_s è la tensione normale dell'armatura superiore della soletta, ottenuta con la combinazione di carico caratteristica.

La verifica a limitazione delle tensioni nella soletta in calcestruzzo viene effettuata utilizzando due differenti combinazioni di carico: la combinazione caratteristica e la combinazione quasi permanente.

La verifica viene eseguita tramite le seguenti relazioni, in funzione della combinazione di carico, come definito in EN 1992-1-1 cap 7.2:

- combinazione di carico caratteristica:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$

- combinazione di carico quasi permanente

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

in cui σ_c è la tensione nell'estremo superiore del calcestruzzo.

1.8.7.3.4 Verifiche a "web breathing"

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-18, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli, consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

In cui:

$\sigma_E = 186200(t/h)^2$ tensione critica Euleriana

$k_{\sigma}, k_{\tau} =$ coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e stato di sforzo del pannello.

La tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

La verifica a "web breathing" può essere trascurata, come definito in EN 1993.2, cap. 7.4(2), quando è soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{b}{t} \leq 30 + 4L \leq 300$$

In cui L è la luce della campata e non deve essere minore di 20 m.

In questo caso viene trascurata in quanto sono soddisfatte le seguenti condizioni:

$$\frac{b}{t} = \frac{1180}{16} = 73.75 \leq 30 + 4L = 30 + 4 \cdot 31.5 = 156 \leq 300$$

2. Analisi dei carichi

Si riportano di seguito i calcoli delle azioni cui è stato sottoposto l'impalcato.

2.1 Peso proprio elementi strutturali

2.1.1 Pesi propri acciaio (g_{k1})

Il peso dei vari elementi strutturali metallici è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 78.50 kN/m^3 .

Ciascuna trave principale presenta le dimensioni ed il peso riportati nella seguente tabella:

Travi longitudinali										
Concio	b_{sup}	t_{sup}	$h_{w,1}$	$h_{w,2}$	t_w	b_{inf}	t_{inf}	Lunghezza	Area	Peso
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	m	mm^2	kN
Costante	500	30	1180	1180	16	500	40	31.5	53880	133.23

Il peso totale della carpenteria metallica delle travi principali e la relativa incidenza viene mostrata nella seguente tabella.

Peso totale travi acciaio	266.46	kN
Base impalcato	5	m
Lunghezza impalcato	31.5	m
Incidenza travi	172.46	kg/m^2

Il peso proprio e la relativa incidenza dei traversi intermedi è mostrato nella seguenti tabelle:

Traversi intermedi								
Tipo	b	l	t	Lunghezza	Numero	Area	Peso Singolo	Peso totale
	mm	mm	mm	m		mm^2	kN	kN
1	80	80	8	1.25	20	2432	0.24	4.77
2	80	80	8	1.67	20	2432	0.32	6.38

Peso totale traversi	11.15	kN
Base impalcato	5	m
Lunghezza impalcato	31.5	m
Incidenza travi	7.22	kg/m^2

Il peso e l'incidenza della carpenteria metallica dovuta alle travi longitudinali e ai traversi è pari a:

$$\text{Peso} = 266.46 + 11.15 = 277.61 \text{ kN}$$

Incidenza = 172.46 + 7.22 = 179.68 kg/m².

Il peso totale della carpenteria metallica viene valutata considerando il peso dovuto alla vestizione delle travi (saldature, bullonature, irrigidimenti, pioli) pari al 10% del peso di travi longitudinali e trasversi.

Peso = 277.61 x (1+10/100) = 305.37 kN

Incidenza = 179.68 x (1+10/100) = 197.65 kg/m².

2.1.2 Peso proprio soletta (g_{k1}"')

La soletta in calcestruzzo presenta uno spessore costante pari a 0.2 m. Il peso complessivo della soletta in calcestruzzo risulta pari a:

$g_{1,cls, cost} = 25.0 \times [5 \times 31.5 \times 0.20] = 787.5 \text{ kN}$

2.2 Carichi permanenti portati (g_{k2})

Con riferimento all'impalcato adibito al traffico veicolare, i sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

- Pavimentazione	$g_2^I = 25 \times 0.11 =$	2.75 kN/m ²
- Cordolo	$g_2^{II} = 25 \times 0.16 \times 0.5 =$	2.0 kN/m
- Barriera di sicurezza	$g_2^{III} =$	1.5 kN/m
- Velella laterale	$g_2^{IV} =$	1.5 kN/m

Si precisa che il contributo dei cordoli, barriere di sicurezza e veletta indicato, è riferito ad un solo elemento.

2.3 Reologia calcestruzzo (q_{sh,k})

Il calcolo delle deformazioni conseguenti alla viscosità e al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri presentati nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1.

La deformazione da ritiro vale:

$$\epsilon_{cs}(t, t_0) = \epsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t, t_0)$$

- ϵ_{cs0} coefficiente nominale di ritiro
- $\beta_s(t, t_0)$ coeff. di ritiro nel tempo
- $t_0 = 1 \text{ g}$
- $t = 36500 \text{ g}$

L'analisi degli effetti di ritiro viene gestita dal programma di calcolo eseguendo una analisi nel tempo.

Gli effetti della viscosità sono stati valutati sulla base dell'evoluzione nel tempo del coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$:

- $t_0 = 1 \text{ g}$ per ritiro
- $t_0 = 30 \text{ g}$ per carichi permanenti
- $t = 36500 \text{ g}$

Il coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ assume nel nostro caso i valori riportati nelle tabelle.

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (f_{ck}) : kN/m²

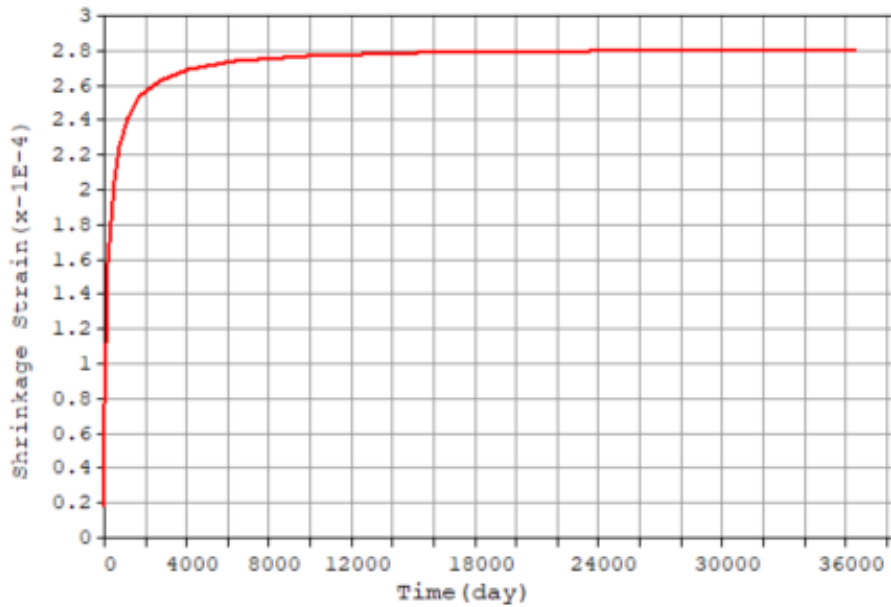
Relative Humidity of ambient environment (40 - 99) : %

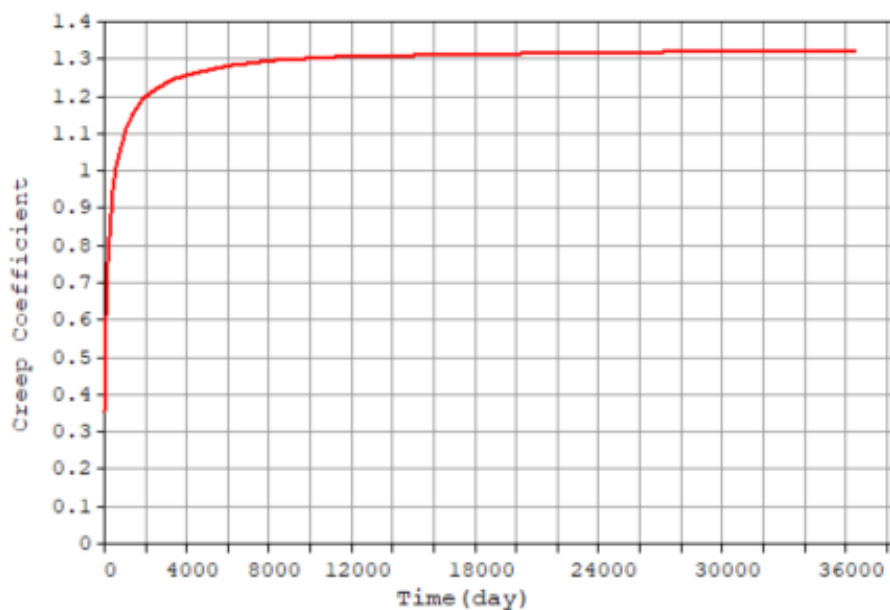
Notional size of member : m
 $h = 2 * A_c / u$ (A_c : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement
 Class S Class N Class R

Type of code
 EN 1992-1 (General Structure)
 EN 1992-2 (Concrete Bridge) Use of silica-fume

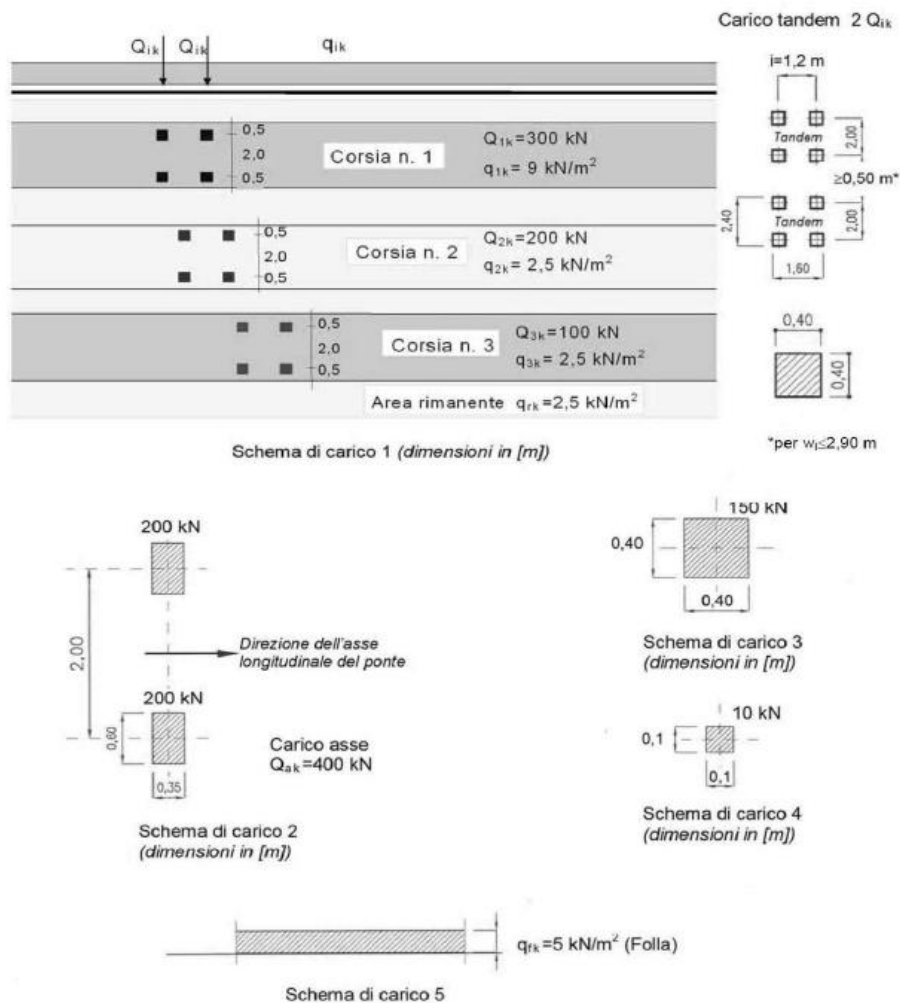
Age of concrete at the beginning of shrinkage : day





2.4 Carichi da traffico (q_k)

I carichi da traffico sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti pedonali indicati al punto 5.1.3.3 delle NTC 2018. In particolare, si è considerato lo schema di carico 5 per le veifiche sia globali che locali. Tale schema di carico è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5 kN/m^2 .



2.4.1 Gruppi di azioni da traffico

Le azioni da traffico vengono definite, in base a quanto specificato nella norma EN 1991-2 al paragrafo 4.5, come azioni multi-componenti che combinano tra loro i singoli carichi agenti sulla carreggiata, ed in particolare i modelli di carico mobile (LM1 e LM2), il carico da folla sui marciapiedi, l'azione di frenatura e la forza centrifuga.

Nel presente caso, il gruppo di azioni da traffico preso in esame è il Gruppo di azioni 3, con i carichi e i coefficienti mostrati di seguito.

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

2.5 Attrito vincoli ($q_{r,k}$)

Nel calcolo delle sottostrutture si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli. In particolare, si è considerata un'azione pari al 30% del carico verticale dovuto al peso proprio.

2.6 Azione del vento (F_w)

Si considera, per semplicità, il vento agente perpendicolarmente all'asse tracciato, nella direzione più sfavorevole.

2.6.1 Impalcato

L'azione del vento sull'impalcato è assegnata sulla base delle indicazioni riportate al punto 3.3 delle NTC 2018 e al capitolo 8 dell'UNI EN 1991-1-4:2005 assumendo i seguenti parametri di base:

da tab 3.3.1 di [1];

- Zona 2: $v_{b,0} = 25$ m/s
- $A_s = 50$ m s.l.m.;
- $A_0 = 750$ m s.l.m.;
- $K_s = 0.45$
- $C_a = 1.00$
- $V_b = v_{b0} \times C_a = 25 \times 1 = 25$ m/s
- $T_r = 50$ anni $\rightarrow C_r = 1$
- $V_r = V_b \times C_r = 25 \times 1 = 25$ m/s
- Classe di rugosità del terreno: B;
- Categoria di esposizione IV;
- Altezza dal suolo $z = 3$ m;
- Coefficiente di esposizione $C_e = 1.63$;
- Coefficiente dinamico $C_d = 1.00$;
- Coefficiente di forma o "force coefficient" $C_{f,x,0}$ (da fig. 8.3 di [9])

Altezza impalcato $d = 1.25 + 0.20 + 0.16 + 1.1 = 2.71$ m

Larghezza impalcato $b = 5.00$ m

$b/d = 1.84$.

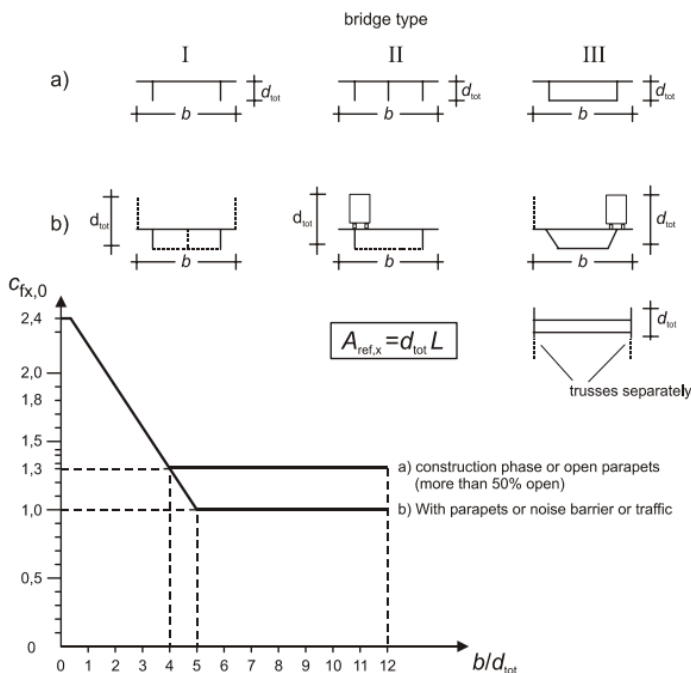


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $C_{fx,0}$

$$C_{f,x,0} = 1.90$$

$$F_w = q_r \times C \times A_{ref} \text{ (eq. 8.2 in [9])}$$

- $q_r = 0.5 \times \rho \times V_r^2 = 0.5 \times 1.25 \times 25^2 = 390.63 \text{ N/m}^2$ ($\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$)
- $C = 1.63 \times 1.90 = 3.10$

L'azione del vento viene suddivisa tra la soletta e la trave metallica. Il vento agente sulla soletta è quello agente su barriera, soletta e veletta. Mentre, la restante parte viene considerata agente sulla trave metallica. In entrambi i casi la risultante risulta decentrata rispetto al loro baricentro, per cui viene considerato anche il relativo momento torcente.

- soletta
 - $A = (0.2+0.16+1.1) \times 1 = 1.46 \text{ m}^2$
 - $F_w = 0.391 \times 3.10 \times 1.46 = 1.77 \text{ kN/m}$
 - $m = 1.77 \times 0.53 = 0.94 \text{ kN m/m}$
- trave metallica
 - $A = 1.25 \times 1 = 1.25 \text{ m}^2$
 - $F_w = 0.391 \times 3.10 \times 1.25 = 1.51 \text{ kN/m}$
 - $m = 1.51 \times 0.625 = 0.94 \text{ kN m/m}$

2.7 Azione sismica (E_d)

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata ai sensi del NTC 2018 e relative istruzioni. In particolare, si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera in sè:

- Vita utile dell'opera → 50 anni
- Classe d'uso II → $C_u = 1.0$
- Vita di riferimento → 50 anni
- Probabilità di superamento → $P_{RV} (SLV) = 10\%$

I parametri legati a tale sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

- Latitudine/Longitudine: 44.48389/11.42084
- Categoria di sottosuolo: C
- Condizione topografica: T1

Per la definizione dello spettro elastico di progetto si adotta la procedura di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3.xlsx" messo a punto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ne derivano i seguenti parametri sismici:

STATO LIMITE	Periodo di ritorno	Accelerazione massima sito	Fattore amplificazione	Periodo riferimento
	T_r	a_g	F_0	T^*_c
	anni	g		sec
SLO	30	0.055	2.471	0.258
SLD	50	0.069	2.461	0.271
SLV	475	0.172	2.384	0.309
SLC	975	0.219	2.419	0.316

Per la valutazione degli effetti delle azioni sismiche si è effettuata una analisi statica lineare.

Nelle tabelle seguenti vengono riportate nella condizione SLV i valori spettrali delle accelerazioni considerando per la componente orizzontale i valori corrispondenti allo spettro elastico ($\alpha = 5\%$) e quella verticale concomitante.

L'azione sismica dell'impalcato sulle spalle è stata valutata mediante un analisi statica equivalente. Data la configurazione di vincolo dell'impalcato con le spalle, composta da appoggi fissi, monodirezionali e multidirezionali; l'azione sismica dell'impalcato sulle spalle è stata valutata considerando l'accelerazione sismica relativa al periodo $T=0$ sec.

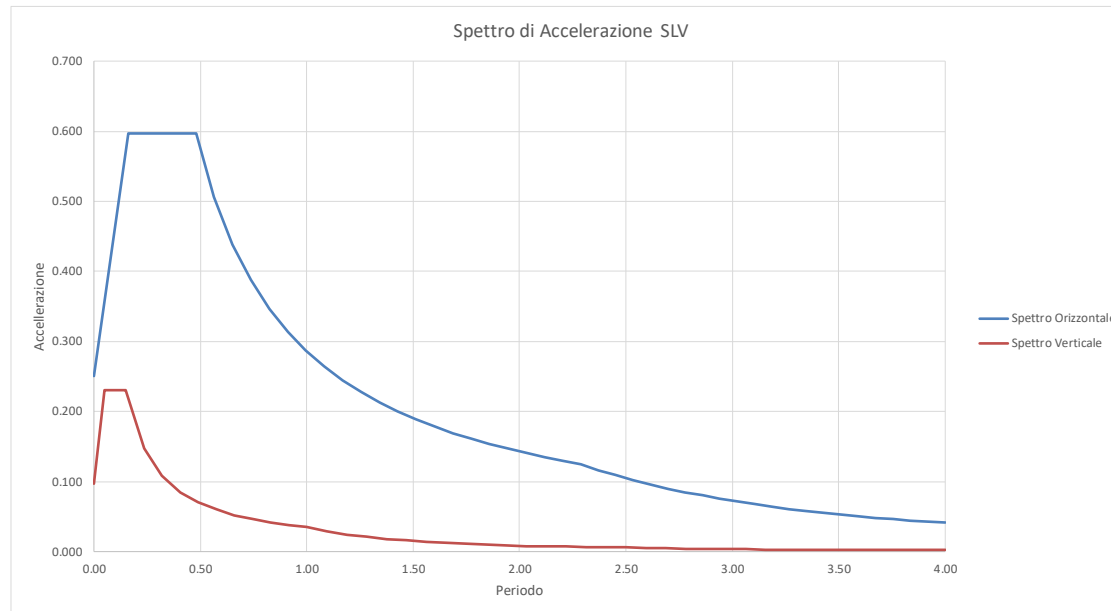
Di seguito il calcolo dell'azione sismica orizzontale e verticale:

peso impalcato	1754 kN
$a_{g,h}(T=0)$	0.251 g
forzante sismica orizzontale	$1754 \times 0.251 = 440.3$ kN
$a_{g,v}(T=0)$	0.097 g
forzante sismica orizzontale	$1754 \times 0.097 = 170.1$ kN

In combinazione, l'azione sismica è stata considerata in tutte le direzioni con la regola 100%-30%-30%.

Spettro di Accelerazione $\xi=5\%$	
Periodo	Accelerazione
T	S(T)
sec	g
0.00	0.251
0.16	0.597
0.48	0.597
0.57	0.506
0.65	0.439
0.74	0.388
0.82	0.347
0.91	0.314
1.00	0.287
1.08	0.264
1.17	0.245
1.26	0.228
1.34	0.213
1.43	0.200
1.51	0.189
1.60	0.179
1.69	0.169
1.77	0.161
1.86	0.154
1.95	0.147
2.03	0.141
2.12	0.135
2.20	0.130
2.29	0.125
2.37	0.116
2.45	0.109
2.53	0.102
2.62	0.096
2.70	0.090
2.78	0.085
2.86	0.080
2.94	0.076
3.02	0.072
3.10	0.068
3.19	0.064
3.27	0.061
3.35	0.058
3.43	0.056
3.51	0.053
3.59	0.051
3.67	0.048
3.76	0.046
3.84	0.044
3.92	0.043
4.0	0.041

Spettro di Accelerazione vert	
Periodo	Accelerazione
T	S(T)
sec	g
0.00	0.097
0.05	0.230
0.15	0.230
0.24	0.147
0.32	0.108
0.41	0.085
0.49	0.070
0.58	0.060
0.66	0.052
0.75	0.046
0.83	0.042
0.92	0.038
1.00	0.035
1.09	0.029
1.19	0.024
1.28	0.021
1.38	0.018
1.47	0.016
1.56	0.014
1.66	0.013
1.75	0.011
1.84	0.010
1.94	0.009
2.03	0.008
2.13	0.008
2.22	0.007
2.31	0.006
2.41	0.006
2.50	0.006
2.59	0.005
2.69	0.005
2.78	0.004
2.88	0.004
2.97	0.004
3.06	0.004
3.16	0.003
3.25	0.003
3.34	0.003
3.44	0.003
3.53	0.003
3.63	0.003
3.72	0.002
3.81	0.002
3.91	0.002
4.00	0.002



2.8 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-18, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi

EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-18 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4/NTC-18 cap. 2.5.3.+ N.A.D..

Per il particolare tipo di struttura, le azioni variabili dominanti di interesse sono le seguenti:

- Carico da traffico Q_k per impalcato ed apparecchiature di appoggio.
- azione del vento F_{wk} limitatamente alle apparecchiature di appoggio.

Esse verranno considerate di volta in volta dominanti, nell'elaborazione delle combinazioni S.L.U., S.L.E. caratteristica e S.L.E. frequente.

Di seguito si riepilogano le combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche.

S.L.U. - STR

Si considera, nell'ambito dello S.L.U. (STR) l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.U. - Q_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} Q_{k,gr1/2} + \gamma_{q,3} 0.6 F_{w,k} + \gamma_r 0.6 Q_{r,k}$$

(*) Per $Q_{k,gr1/2}$ si intende l'involuppo delle sollecitazioni, elaborato sulla base dei carichi di gruppo 1 e 2

S.L.U. - F_{wk} dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,3} F_{w,k} + \gamma_r 0.6 Q_{r,k}$$

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

γ_{G1}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{shLT}	1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
γ_r	1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute all'attrito dei vincoli
γ_{Q1}	1.35	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico
γ_{Q3}	1.5	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento

S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. - STR, impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

γ_{G1}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio e di pretensione stralli
γ_{G2}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{shLT}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
γ_r	1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute all'attrito dei vincoli
γ_{Q1}	1.15	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico
γ_{Q3}	1.3	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento

S.L.E. - fondamentale

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{sh} + Q_{k,gr1/2} + 0.6 F_{w,k} + 0.6 Q_{r,k}$$

S.L.E. fond. - F_{wk} dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{sh} + F_{wk} + 0.6 Q_{r,k}$$

S.L.E. - frequente

Si considera la seguente combinazione.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{sh} + 0.2 F_{wk} + 0.6 Q_{r,k}$$

S.L.E. - quasi permanente

Si considera la seguente combinazione.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{sh} + 0.5 Q_{r,k}$$

S.L.U. - sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la combinazione derivata dalla somma degli effetti della S.L.E. quasi permanente e delle azioni, ovvero:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{sh} + 0.5 Q_{r,k} + E_d$$

E_d rappresenta l'effetto sismico, in questo caso, valutato sulla base di una semplice analisi statica equivalente.

Tutte le combinazioni ed involuppi indicati vengono effettuati in automatico dal sistema ad elementi finiti Midas Civil, che provvede inoltre a selezionare, nell'ambito dei coefficienti di combinazione quello di volta in volta più gravoso.

3. Analisi strutturale

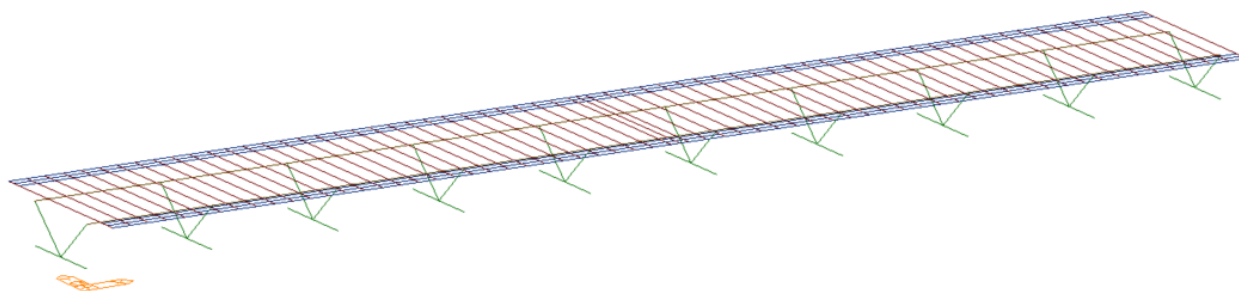
3.1 Generalità

La modellazione E.F. si basa sulla risoluzione di un semplice grigliato di travi e traversi, modellando l'effettiva distribuzione delle rigidità nelle varie fasi di vita della struttura. Come accennato in premessa, le spalle vengono analizzate separatamente come corpi rigidi.

Il piano nodale viene assunto convenzionalmente coincidente con l'estradosso delle travi metalliche principali. La formulazione degli elementi finiti consente di tenere conto implicitamente dell'offset delle effettive linee d'asse di tutti gli elementi strutturali. L'eccentricità del piano nodale rispetto al piano appoggi viene restituita attraverso elementi rigidi di opportuna lunghezza.

Il medesimo modello verrà impiegato per l'analisi globale, per l'analisi dinamica, e per lo studio dettagliato delle sollecitazioni nei traversi.

Di seguito si riporta il modello ad elementi finiti, in forma schematica.



Gli effetti sismici relativi alla massa dell'impalcato sono stati presi in conto mediante una analisi statica equivalente.

3.2 Analisi statica globale

L'analisi statica globale viene risolta separatamente per le fasi di analisi considerate, sovrapponendo a valle dell'analisi gli effetti dei vari contributi di carico.

Il sistema ad elementi finiti è dotato di un post processore che seleziona in automatico, in fase di combinazione, i coefficienti moltiplicativi delle azioni γ_{fav} (favourable) ed γ_{unfav} (unfavourable).

I risultati presentati nel prosieguo afferenti a combinazioni S.L.U., sono relativi alla peggiore delle condizioni considerate nell'ambito delle singole azioni "leading".

Di seguito, rimandando al dettaglio nei vari capitoli successivi, si riportano in forma grafica i diagrammi di sollecitazioni maggiormente rappresentativi in termini di azione interna.

I diagrammi sono estratti, per comodità dal programma Midas Civil, che accede in automatico al database del programma ad elementi finiti. In generale, i valori indicati sono espressi in kN e kNm.

3.2.1 Appoggi

Di seguito sono mostrate le reazioni vincolari sugli appoggi per i vari casi di carico elementari considerati.

La disposizione degli appoggi è mostrata nella figura seguente. L'appoggio 1 è stato considerato come appoggio fisso, gli appoggi 2 e 3 come appoggi monodirezionali e l'appoggio 4 come appoggio multidirezionale.



4

3

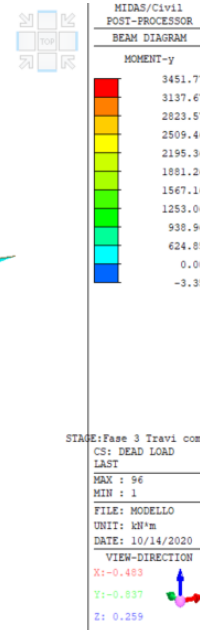
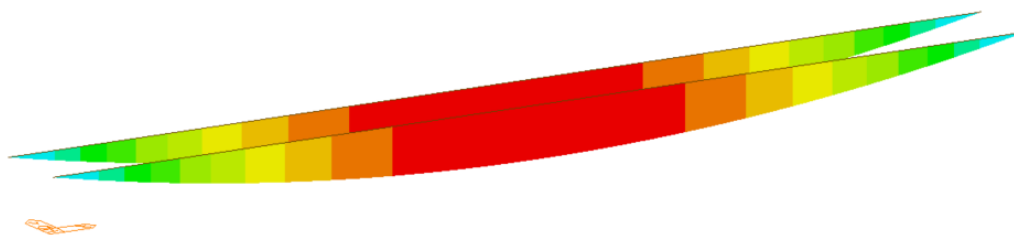
Posizione	Carico	Longitudinale	Trasversale	Verticale
		kN	kN	kN
1	Dead Load (Varo impalcato)	0.0	0.0	76.3
2	Dead Load (Varo impalcato)	0.0	0.0	76.3
3	Dead Load (Varo impalcato)	0.0	0.0	76.3
4	Dead Load (Varo impalcato)	0.0	0.0	76.3
1	Dead Load (Getto soletta)	0.0	0.0	273.2
2	Dead Load (Getto soletta)	0.0	0.0	273.2
3	Dead Load (Getto soletta)	0.0	0.0	273.2
4	Dead Load (Getto soletta)	0.0	0.0	273.2
1	Dead Load (Travi composte)	2.6	0.2	441.1
2	Dead Load (Travi composte)	-2.6	0.0	436.1
3	Dead Load (Travi composte)	0.0	-0.2	436.1
4	Dead Load (Travi composte)	0.0	0.0	441.1
1	Creep Secondary	-0.7	-0.1	-0.1
2	Creep Secondary	0.7	0.0	0.1
3	Creep Secondary	0.0	0.1	0.1
4	Creep Secondary	0.0	0.0	-0.1
1	Shrinkage Secondary	-1.1	-0.1	-0.1
2	Shrinkage Secondary	1.1	0.0	0.1
3	Shrinkage Secondary	0.0	0.1	0.1
4	Shrinkage Secondary	0.0	0.0	-0.1
1	Vento	20.6	53.3	33.8
2	Vento	-20.7	0.0	-33.8
3	Vento	0.0	50.0	29.9
4	Vento	0.0	0.0	-29.9
1	Folla	2.6	0.2	159.9
2	Folla	-2.6	0.0	155.1
3	Folla	0.0	-0.2	155.1
4	Folla	0.0	0.0	159.9

3.2.2 Trave longitudinale

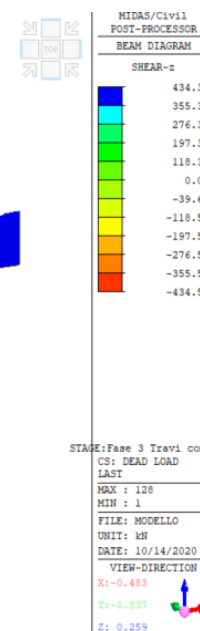
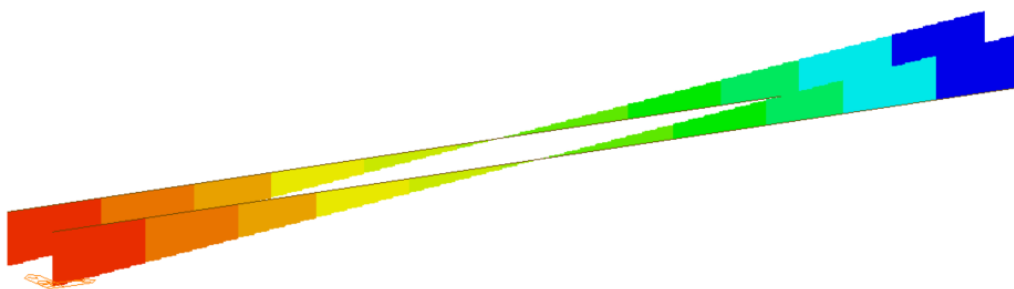
Si riportano le sollecitazioni riferite ai principali casi di carico e ai diversi involuipi delle combinazioni.

- Peso proprio

Fase 3 Travi compos

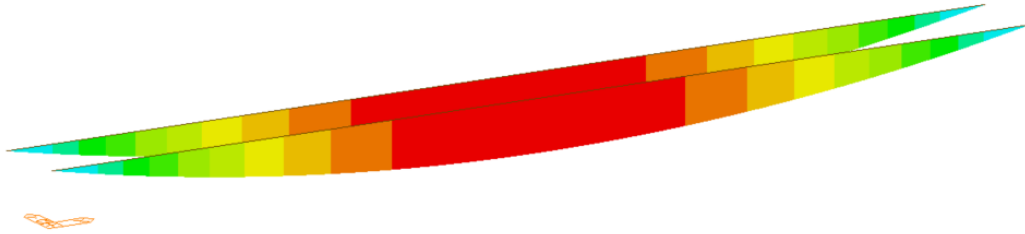


Fase 3 Travi compos



- Folla

PostCS



MIDAS/Civil
 POST-PROCESSOR
 BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

1241.03
1127.90
1014.78
901.65
788.52
675.39
562.27
449.14
336.01
222.89
0.00
-3.37

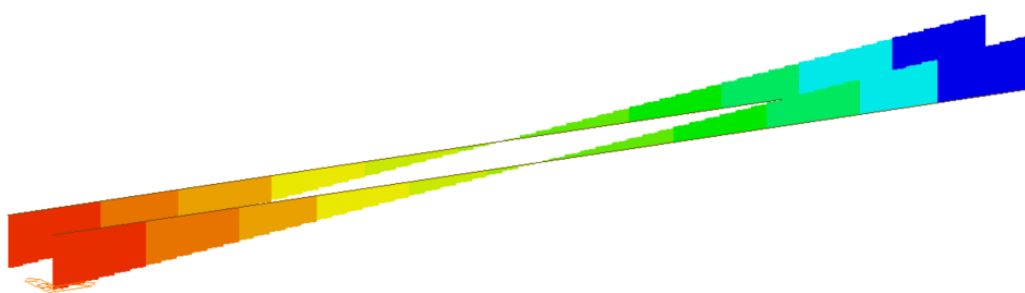
PostCS
 ST: FOLLA

MAX : 97
 MIN : 1

FILE: MODELLO
 UNIT: kN/m
 DATE: 10/13/2020

VIEW-DIRECTION
 X: -0.483
 Y: -0.837
 Z: 0.259

PostCS



MIDAS/Civil
 POST-PROCESSOR
 BEAM DIAGRAM

Shear-z

156.93
128.38
99.83
71.27
42.72
0.00
-14.38
-42.94
-71.49
-100.04
-128.59
-157.14

PostCS
 ST: FOLLA

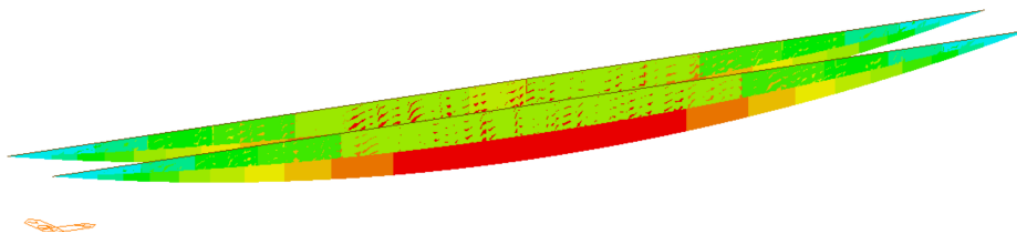
MAX : 128
 MIN : 1

FILE: MODELLO
 UNIT: kN
 DATE: 10/13/2020

VIEW-DIRECTION
 X: -0.483
 Y: -0.837
 Z: 0.259

- SLU

PostCS



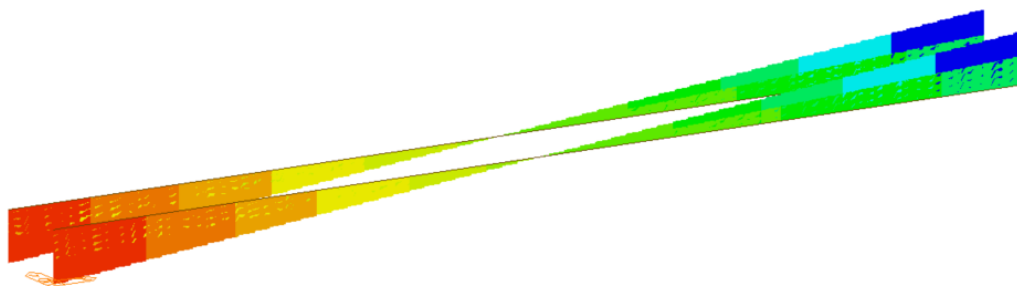
MIDAS/Civil
 POST-PROCESSOR
 BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

6342.65
5761.98
5181.31
4600.64
4019.98
3439.31
2858.64
2277.97
1697.30
1116.63
0.00
-44.71

PostCS
 CBALL: INV SLU
 MAX : 96
 MIN : 1
 FILE: MODELLO
 UNIT: kN*m
 DATE: 10/14/2020
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.483
 Y: -0.837
 Z: 0.259

PostCS



MIDAS/Civil
 POST-PROCESSOR
 BEAM DIAGRAM

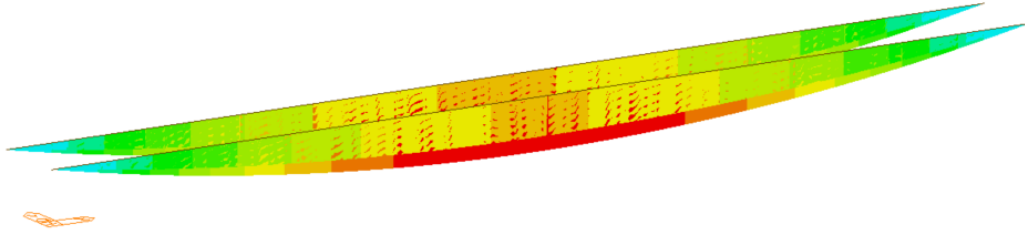
SHEAR-z

798.17
652.25
506.33
360.40
214.48
0.00
-77.36
-223.28
-369.20
-515.12
-661.04
-806.96

PostCS
 CBALL: INV SLU
 MAX : 128
 MIN : 1
 FILE: MODELLO
 UNIT: kN
 DATE: 10/14/2020
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.483
 Y: -0.837
 Z: 0.259

- SLE Rara

PostCS



MIDAS/Civil
 POST-PROCESSOR
 BEAM DIAGRAM

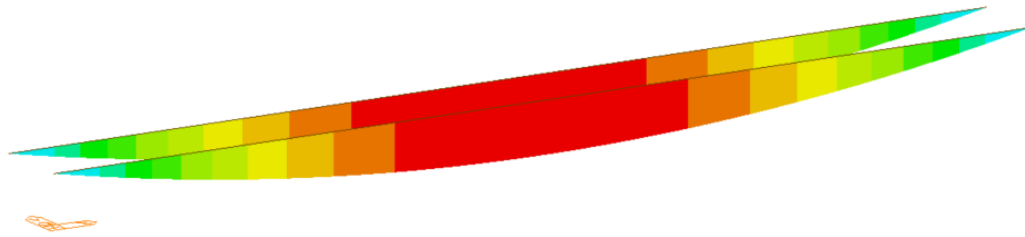
MOMENT-y

4697.23
4267.51
3837.79
3408.07
2978.35
2548.62
2118.90
1689.18
1259.46
829.74
0.00
-29.71

PostCS
 CBALL: INV RARA
 MAX : 96
 MIN : 1
 FILE: MODELLO
 UNIT: kN*m
 DATE: 10/14/2020
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.483
 Y: -0.837
 Z: 0.259

- SLE Frequente

PostCS



MIDAS/Civil
 POST-PROCESSOR
 BEAM DIAGRAM

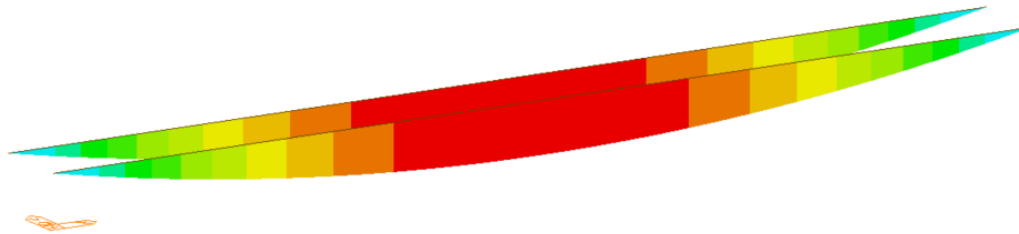
MOMENT-y

3453.00
3138.47
2823.94
2509.40
2194.87
1880.33
1565.80
1251.27
936.73
622.20
0.00
-6.87

PostCS
 CB: SLE FREQUE-
 MAX : 96
 MIN : 1
 FILE: MODELLO
 UNIT: kN*m
 DATE: 10/14/2020
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.483
 Y: -0.837
 Z: 0.259

- SLE Quasi permanente

PostCS



MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
3451.31	
3137.45	
2823.59	
2509.72	
2195.86	
1882.00	
1568.14	
1254.28	
940.42	
626.56	
0.00	
-1.16	

PostCS	
CB: SLE Q-PER-	
MAX : 96	
MIN : 1	
FILE: MODELLO	
UNIT: kN*m	
DATE: 10/14/2020	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.483	
Y: -0.837	
Z: 0.259	

3.2.3 Traversi intermedi

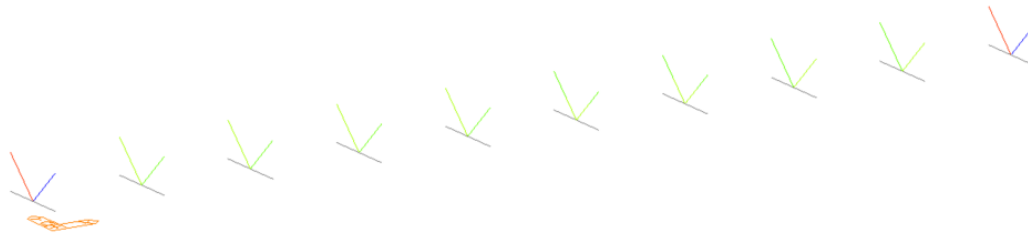
Si riportano di seguito le sollecitazioni rilevate lungo i traversi intermedi per la combinazione SLU.

IN-118-PP003-0000-R-STR-1403

Passerella sul fiume Savena – Relazione di calcolo

- traversi diagonali

PostCS



MIDAS/Civil1
 POST-PROCESSOR

TRUSS FORCE

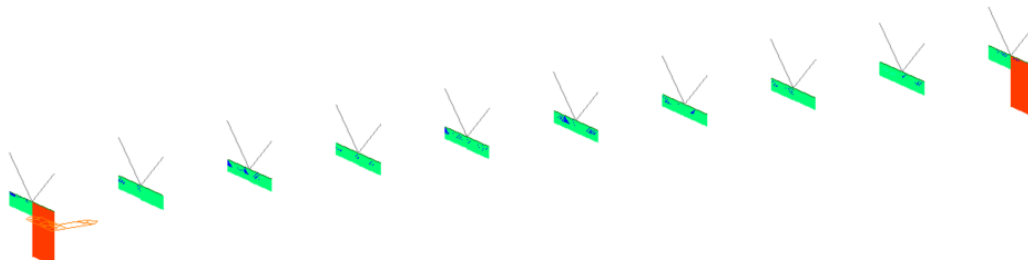
TENS./COMP.

Blue	47.80
Cyan	39.11
Light Blue	30.42
Green	21.72
Yellow-Green	13.03
Yellow	0.00
Orange	-4.35
Red-Orange	-13.05
Red	-21.74
Dark Red	-30.43
Dark Red	-39.13
Dark Red	-47.82

PostCS
 CBALL: INV SLU
 MAX : 149
 MIN : 150
 FILE: MODELLO
 UNIT: kN
 DATE: 10/14/2020
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.483
 Y: -0.837
 Z: 0.259

- traversi inferiori

PostCS



MIDAS/Civil1
 POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

AXIAL

Blue	-4.02
Cyan	-12.40
Light Blue	-20.77
Green	-29.15
Yellow-Green	-37.52
Yellow	-45.90
Orange	-54.27
Red-Orange	-62.65
Red	-71.02
Dark Red	-79.39
Dark Red	-87.77
Dark Red	-96.14

PostCS
 CBALL: INV SLU
 MAX : 147
 MIN : 129
 FILE: MODELLO
 UNIT: kN
 DATE: 10/14/2020
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.483
 Y: -0.837
 Z: 0.259

3.3 Analisi modale

L'analisi modale è stata effettuata con il programma di calcolo Midas Civil, allo scopo di verificare il confort della passerella, ed ha fornito i seguenti risultati.

Analisi Modale			
Mode No	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	15.049	2.395	0.418
2	17.584	2.799	0.357
3	24.157	3.845	0.260
4	46.567	7.411	0.135
5	53.313	8.485	0.118
6	58.958	9.384	0.107
7	79.045	12.580	0.079
8	92.019	14.645	0.068
9	98.275	15.641	0.064
10	107.774	17.153	0.058

Masse Partecipanti												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	3.13	3.13	0	0	78.3	78.3	0	0	0.04	0.04	0	0
2	0	3.13	0.04	0.04	0	78.3	5.45	5.45	0	0.04	0	0
3	0	3.13	90.04	90.09	0	78.3	0.73	6.18	0	0.04	0	0
4	0	3.13	0.19	90.27	0	78.31	0.02	6.2	0	0.04	0.01	0.01
5	15.24	18.37	0	90.27	0.27	78.58	0	6.2	0.2	0.24	0	0.01
6	0	18.37	0.05	90.32	0	78.58	0	6.2	0	0.24	0.03	0.04
7	0.01	18.38	3.25	93.57	0	78.58	0.54	6.74	0	0.24	0	0.04
8	52.43	70.81	0.01	93.57	0.39	78.97	0	6.74	0.6	0.84	0	0.04
9	0.11	70.92	5.4	98.98	0	78.97	0.17	6.91	0	0.85	0	0.04
10	0.02	70.94	0.04	99.02	0	78.98	0.01	6.92	0	0.85	0.01	0.05

4. Verifica dell'impalcato

4.1 Generalità

L'analisi e la verifica della struttura d'impalcato sono state condotte in accordo a quanto dichiarato nei capitoli precedenti della presente relazione.

Le combinazioni considerate nelle verifiche sono quelle previste dalle norme EN 1990 e l'azione accidentale dominante è l'azione da traffico. Ai fini delle verifiche tensionali sono risultate effettivamente significative le sole combinazioni relative alla massimizzazione/minimizzazione delle sollecitazioni flettenti (max/min M) e taglianti (max |V|).

Nel presente capitolo vengono riportate, per ciascuna tipologia di verifica, le generalità della procedura seguita e il riepilogo sintetico dei risultati, espressi in forma tabellare e in termini di coefficienti di sicurezza o di rapporti di sfruttamento.

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) sono contenuti in NTC-18 cap 4.2., 4.3 e relative Istruzioni, e risultano in completo accordo con quanto previsto in Eurocodice + N.A.D. (rif. EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2).

Nel prosieguo si farà riferimento puntuale a quest'ultimo testo, caratterizzato da una trattazione più omogenea, e da un riferimento più puntuale relativamente alle varie regole applicative.

Nell'ambito dei vari Stati Limite considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

- S.L.U. : resistenza delle sezioni (includere verifiche di local buckling)
- S.L.E. : limitazione delle tensioni

I medesimi Stati Limite verranno esaminati per la verifica della connessione traverso-soletta; relativamente alle verifiche effettuate si rimanda allo specifico paragrafo.

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato direttamente dal software di calcolo Midas Civil per tutte le sezioni di verifica, di cui nel seguito vengono espone in dettaglio le modalità operative attraverso il commento della reportistica di uno o più sezioni prese a campione.

4.2 Verifiche travi longitudinali

Di riportano i risultati salienti delle verifiche, espressi in generale in termini di rapporti di efficienza.

Le sollecitazioni di verifica vengono direttamente dedotte dalle combinazioni del modello ad elementi finiti.

4.2.1 Verifica a flessione SLU

Elem	part	Top Class	Bot Class	Web Class	Sect. Class	Ma,Ed (kN*m)	Mc,Ed (kN*m)	MEd (kN*m)	Mpl,Rd (kN*m)	Mel,Rd (kN*m)	MRd (kN*m)	Efficienza (%)
1	I[9]	1	1	2	2	-0.01	-44.70	-44.71	9904.64	8403.32	9904.64	0.45
2	I[10]	1	1	1	1	181.12	210.66	391.78	13007.91	10291.85	13007.91	3.01
3	I[11]	1	1	1	1	356.45	420.68	777.13	13007.91	10291.85	13007.91	5.97
4	I[12]	1	1	1	1	525.99	623.57	1149.56	13007.91	10291.85	13007.91	8.84
5	I[13]	1	1	1	1	689.73	819.33	1509.06	13007.91	10291.85	13007.91	11.60
6	I[14]	1	1	1	1	847.69	1007.96	1855.64	13007.91	11098.60	13007.91	14.27
7	I[15]	1	1	1	1	999.84	1189.48	2189.32	13007.91	11055.45	13007.91	16.83
8	I[16]	1	1	1	1	1146.21	1363.95	2510.16	13007.91	11013.95	13007.91	19.30
9	I[17]	1	1	1	1	1286.39	1531.08	2817.47	13007.91	10974.19	13007.91	21.66
10	I[18]	1	1	1	1	1420.79	1691.16	3111.95	13007.91	10936.09	13007.91	23.92
11	I[19]	1	1	1	1	1549.39	1844.17	3393.56	13007.91	10899.62	13007.91	26.09
12	I[20]	1	1	1	1	1672.20	1990.12	3662.32	13007.91	10864.79	13007.91	28.15
13	I[21]	1	1	1	1	1789.22	2128.99	3918.21	13007.91	10831.61	13007.91	30.12
14	I[22]	1	1	1	1	1900.44	2260.82	4161.26	13007.91	10800.08	13007.91	31.99
15	I[23]	1	1	1	1	2005.86	2385.65	4391.52	13007.91	10770.18	13007.91	33.76
16	I[24]	1	1	1	1	2105.12	2503.26	4608.37	13007.91	10742.04	13007.91	35.43
17	I[25]	1	1	1	1	2198.58	2613.87	4812.44	13007.91	10715.53	13007.91	37.00

18	I[26]	1	1	1	1	2286.24	2717.46	5003.70	13007.91	10690.68	13007.91	38.47
19	I[27]	1	1	1	1	2368.11	2814.04	5182.15	13007.91	10667.46	13007.91	39.84
20	I[28]	1	1	1	1	2444.19	2903.61	5347.80	13007.91	10645.89	13007.91	41.11
21	I[29]	1	1	1	1	2514.48	2986.17	5500.65	13007.91	10625.96	13007.91	42.29
22	I[30]	1	1	1	1	2578.97	3061.78	5640.75	13007.91	10607.67	13007.91	43.36
23	I[31]	1	1	1	1	2637.29	3130.28	5767.56	13007.91	10591.13	13007.91	44.34
24	I[32]	1	1	1	1	2689.81	3191.82	5881.62	13007.91	10576.24	13007.91	45.22
25	I[33]	1	1	1	1	2736.54	3246.39	5982.92	13007.91	10562.99	13007.91	45.99
26	I[34]	1	1	1	1	2777.48	3293.99	6071.46	13007.91	10551.38	13007.91	46.68
27	I[35]	1	1	1	1	2812.62	3334.62	6147.24	13007.91	10541.42	13007.91	47.26
28	I[36]	1	1	1	1	2841.97	3368.30	6210.27	13007.91	10533.09	13007.91	47.74
29	I[37]	1	1	1	1	2865.52	3395.03	6260.56	13007.91	10526.41	13007.91	48.13
30	I[38]	1	1	1	1	2882.90	3414.62	6297.52	13007.91	10521.49	13007.91	48.41
31	I[39]	1	1	1	1	2894.49	3427.12	6321.61	13007.91	10518.20	13007.91	48.60
32	I[40]	1	1	1	1	2900.29	3432.16	6332.45	13007.91	10516.56	13007.91	48.68
33	I[73]	1	1	1	1	2901.01	3431.60	6332.61	13007.91	10516.35	13007.91	48.68
34	I[41]	1	1	1	1	2900.29	3429.56	6329.84	13007.91	10516.56	13007.91	48.66
35	I[42]	1	1	1	1	2894.49	3420.88	6315.37	13007.91	10518.20	13007.91	48.55
36	I[43]	1	1	1	1	2882.91	3405.69	6288.60	13007.91	10521.48	13007.91	48.34
37	I[44]	1	1	1	1	2865.53	3383.75	6249.28	13007.91	10526.41	13007.91	48.04
38	I[45]	1	1	1	1	2841.97	3355.08	6197.05	13007.91	10533.09	13007.91	47.64
39	I[46]	1	1	1	1	2812.62	3319.51	6132.14	13007.91	10541.41	13007.91	47.14
40	I[47]	1	1	1	1	2777.48	3277.06	6054.54	13007.91	10551.38	13007.91	46.55
41	I[48]	1	1	1	1	2736.54	3227.72	5964.27	13007.91	10562.99	13007.91	45.85
42	I[49]	1	1	1	1	2689.81	3171.51	5861.32	13007.91	10576.24	13007.91	45.06
43	I[50]	1	1	1	1	2637.29	3108.41	5745.71	13007.91	10591.13	13007.91	44.17
44	I[51]	1	1	1	1	2578.98	3038.44	5617.42	13007.91	10607.67	13007.91	43.18
45	I[52]	1	1	1	1	2514.48	2961.69	5476.18	13007.91	10625.96	13007.91	42.10

46	I[53]	1	1	1	1	2444.20	2878.08	5322.28	13007.91	10645.89	13007.91	40.92
47	I[54]	1	1	1	1	2368.12	2787.61	5155.73	13007.91	10667.46	13007.91	39.64
48	I[55]	1	1	1	1	2286.25	2690.31	4976.56	13007.91	10690.67	13007.91	38.26
49	I[56]	1	1	1	1	2198.58	2586.18	4784.76	13007.91	10715.53	13007.91	36.78
50	I[57]	1	1	1	1	2105.13	2475.21	4580.34	13007.91	10742.03	13007.91	35.21
51	I[58]	1	1	1	1	2005.87	2357.41	4363.28	13007.91	10770.18	13007.91	33.54
52	I[59]	1	1	1	1	1900.44	2232.95	4133.39	13007.91	10800.07	13007.91	31.78
53	I[60]	1	1	1	1	1789.22	2101.66	3890.88	13007.91	10831.61	13007.91	29.91
54	I[61]	1	1	1	1	1672.21	1963.57	3635.78	13007.91	10864.79	13007.91	27.95
55	I[62]	1	1	1	1	1549.40	1818.96	3368.36	13007.91	10899.62	13007.91	25.89
56	I[63]	1	1	1	1	1420.80	1667.67	3088.47	13007.91	10936.08	13007.91	23.74
57	I[64]	1	1	1	1	1286.41	1509.60	2796.01	13007.91	10974.19	13007.91	21.49
58	I[65]	1	1	1	1	1146.22	1344.74	2490.96	13007.91	11013.94	13007.91	19.15
59	I[66]	1	1	1	1	999.85	1173.25	2173.10	13007.91	11055.45	13007.91	16.71
60	I[67]	1	1	1	1	847.70	994.96	1842.65	13007.91	11098.59	13007.91	14.17
61	I[68]	1	1	1	1	689.75	809.88	1499.63	13007.91	10291.85	13007.91	11.53
62	I[69]	1	1	1	1	526.00	618.00	1144.00	13007.91	10291.85	13007.91	8.79
63	I[70]	1	1	1	1	356.46	419.24	775.71	13007.91	10291.85	13007.91	5.96
64	I[71]	1	1	1	1	181.13	213.44	394.57	13007.91	10291.85	13007.91	3.03
64	J[72]	1	3	1	3	-0.01	-2.81	-2.81	9846.62	8305.93	8305.93	0.03
65	I[74]	1	1	1	1	-0.01	45.13	45.13	13007.91	10291.85	13007.91	0.35
66	I[75]	1	1	1	1	181.12	244.51	425.62	13007.91	10291.85	13007.91	3.27
67	I[76]	1	1	1	1	356.45	447.88	804.32	13007.91	10291.85	13007.91	6.18
68	I[77]	1	1	1	1	525.99	644.93	1170.92	13007.91	10291.85	13007.91	9.00
69	I[78]	1	1	1	1	689.73	835.50	1525.23	13007.91	10291.85	13007.91	11.73
70	I[79]	1	1	1	1	847.68	1019.49	1867.18	13007.91	11098.60	13007.91	14.35
71	I[80]	1	1	1	1	999.84	1196.84	2196.69	13007.91	11055.45	13007.91	16.89
72	I[81]	1	1	1	1	1146.21	1367.46	2513.66	13007.91	11013.95	13007.91	19.32

73	I[82]	1	1	1	1	1286.39	1531.73	2818.12	13007.91	10974.19	13007.91	21.66
74	I[83]	1	1	1	1	1420.79	1689.23	3110.02	13007.91	10936.09	13007.91	23.91
75	I[84]	1	1	1	1	1549.39	1840.00	3389.39	13007.91	10899.62	13007.91	26.06
76	I[85]	1	1	1	1	1672.20	1984.04	3656.24	13007.91	10864.79	13007.91	28.11
77	I[86]	1	1	1	1	1789.22	2121.34	3910.55	13007.91	10831.61	13007.91	30.06
78	I[87]	1	1	1	1	1900.44	2251.87	4152.31	13007.91	10800.08	13007.91	31.92
79	I[88]	1	1	1	1	2005.86	2375.57	4381.43	13007.91	10770.18	13007.91	33.68
80	I[89]	1	1	1	1	2105.12	2492.76	4597.87	13007.91	10742.04	13007.91	35.35
81	I[90]	1	1	1	1	2198.58	2603.10	4801.68	13007.91	10715.53	13007.91	36.91
82	I[91]	1	1	1	1	2286.24	2706.63	4992.87	13007.91	10690.68	13007.91	38.38
83	I[92]	1	1	1	1	2368.11	2803.35	5171.47	13007.91	10667.46	13007.91	39.76
84	I[93]	1	1	1	1	2444.19	2893.26	5337.45	13007.91	10645.89	13007.91	41.03
85	I[94]	1	1	1	1	2514.48	2976.32	5490.81	13007.91	10625.96	13007.91	42.21
86	I[95]	1	1	1	1	2578.97	3052.51	5631.48	13007.91	10607.67	13007.91	43.29
87	I[96]	1	1	1	1	2637.29	3122.04	5759.33	13007.91	10591.13	13007.91	44.28
88	I[97]	1	1	1	1	2689.81	3184.68	5874.49	13007.91	10576.24	13007.91	45.16
89	I[98]	1	1	1	1	2736.54	3240.45	5976.99	13007.91	10562.99	13007.91	45.95
90	I[99]	1	1	1	1	2777.48	3289.35	6066.83	13007.91	10551.38	13007.91	46.64
91	I[100]	1	1	1	1	2812.62	3331.38	6144.00	13007.91	10541.41	13007.91	47.23
92	I[101]	1	1	1	1	2841.97	3366.52	6208.49	13007.91	10533.09	13007.91	47.73
93	I[102]	1	1	1	1	2865.52	3394.75	6260.27	13007.91	10526.41	13007.91	48.13
94	I[103]	1	1	1	1	2882.91	3416.36	6299.27	13007.91	10521.48	13007.91	48.43
95	I[104]	1	1	1	1	2894.49	3431.21	6325.70	13007.91	10518.20	13007.91	48.63
96	I[105]	1	1	1	1	2900.29	3439.46	6339.74	13007.91	10516.56	13007.91	48.74
97	I[138]	1	1	1	1	2901.01	3441.53	6342.54	13007.91	10516.35	13007.91	48.76
98	I[106]	1	1	1	1	2900.29	3441.95	6342.24	13007.91	10516.56	13007.91	48.76
99	I[107]	1	1	1	1	2894.49	3436.44	6330.93	13007.91	10518.20	13007.91	48.67
100	I[108]	1	1	1	1	2882.91	3423.58	6306.49	13007.91	10521.48	13007.91	48.48

101	I[109]	1	1	1	1	2865.53	3403.61	6269.13	13007.91	10526.41	13007.91	48.19
102	I[110]	1	1	1	1	2841.97	3376.60	6218.57	13007.91	10533.09	13007.91	47.81
103	I[111]	1	1	1	1	2812.62	3342.62	6155.24	13007.91	10541.41	13007.91	47.32
104	I[112]	1	1	1	1	2777.48	3301.68	6079.15	13007.91	10551.38	13007.91	46.73
105	I[113]	1	1	1	1	2736.54	3253.77	5990.31	13007.91	10562.99	13007.91	46.05
106	I[114]	1	1	1	1	2689.82	3198.90	5888.71	13007.91	10576.24	13007.91	45.27
107	I[115]	1	1	1	1	2637.29	3137.05	5774.34	13007.91	10591.13	13007.91	44.39
108	I[116]	1	1	1	1	2578.98	3068.21	5647.19	13007.91	10607.67	13007.91	43.41
109	I[117]	1	1	1	1	2514.48	2992.39	5506.88	13007.91	10625.96	13007.91	42.33
110	I[118]	1	1	1	1	2444.20	2909.58	5353.78	13007.91	10645.89	13007.91	41.16
111	I[119]	1	1	1	1	2368.12	2819.76	5187.88	13007.91	10667.46	13007.91	39.88
112	I[120]	1	1	1	1	2286.25	2722.93	5009.18	13007.91	10690.67	13007.91	38.51
113	I[121]	1	1	1	1	2198.59	2619.09	4817.68	13007.91	10715.53	13007.91	37.04
114	I[122]	1	1	1	1	2105.13	2508.24	4613.37	13007.91	10742.03	13007.91	35.47
115	I[123]	1	1	1	1	2005.87	2390.37	4396.24	13007.91	10770.18	13007.91	33.80
116	I[124]	1	1	1	1	1900.45	2265.40	4165.84	13007.91	10800.07	13007.91	32.03
117	I[125]	1	1	1	1	1789.22	2133.40	3922.63	13007.91	10831.61	13007.91	30.16
118	I[126]	1	1	1	1	1672.21	1994.36	3666.57	13007.91	10864.79	13007.91	28.19
119	I[127]	1	1	1	1	1549.40	1848.50	3397.90	13007.91	10899.62	13007.91	26.12
120	I[128]	1	1	1	1	1420.80	1695.69	3116.49	13007.91	10936.08	13007.91	23.96
121	I[129]	1	1	1	1	1286.41	1535.82	2822.23	13007.91	10974.19	13007.91	21.70
122	I[130]	1	1	1	1	1146.22	1368.90	2515.12	13007.91	11013.94	13007.91	19.34
123	I[131]	1	1	1	1	999.85	1194.67	2194.52	13007.91	11055.45	13007.91	16.87
124	I[132]	1	1	1	1	847.70	1013.38	1861.08	13007.91	11098.59	13007.91	14.31
125	I[133]	1	1	1	1	689.75	824.99	1514.74	13007.91	10291.85	13007.91	11.64
126	I[134]	1	1	1	1	526.00	629.48	1155.48	13007.91	10291.85	13007.91	8.88
127	I[135]	1	1	1	1	356.47	426.82	783.29	13007.91	10291.85	13007.91	6.02
128	I[136]	1	1	1	1	181.13	217.04	398.17	13007.91	10291.85	13007.91	3.06

128	J[137]	1	3	1	3	-0.01	2.93	2.92	13007.91	10291.85	10291.85	0.03
-----	--------	---	---	---	---	-------	------	------	----------	----------	----------	------

Legenda:

Ma,Ed: momento flettente applicato alla sola trave di acciaio

Mc,Ed: momento flettente agente sulla sezione composta

MEd: momento flettente agente totale

Mpl,Rd: momento resistente plastico della sezione composta

Mel,Rd: momento resistente elastico della sezione composta

MRd: momento resistente di progetto della sezione composta

Ogni verifica risulta soddisfatta. Nella sezione più sollecitata, la verifica risulta soddisfatta con un'efficienza del 48.76%.

4.2.2 Verifica a taglio SLU

Elem	part	MEd (kN*m)	VEd (kN)	Vpl,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VRd (kN)	Efficienza (%)
1	I[9]	34.76	-806.96	4422.44	3046.97	3046.97	26.48
2	I[10]	1217.23	-779.62	4422.44	3044.43	3044.43	25.61
3	I[11]	2428.35	-752.99	4422.44	3036.86	3036.86	24.79
4	I[12]	3598.92	-726.67	4422.44	3024.77	3024.77	24.02
5	I[13]	4729.11	-700.52	4422.44	3008.65	3008.65	23.28
6	I[14]	5819.02	-674.48	4422.44	2988.94	2988.94	22.57
7	I[15]	6868.72	-648.59	4422.44	2966.11	2966.11	21.87
8	I[16]	7878.28	-621.17	4422.44	2940.60	2940.60	21.12
9	I[17]	8845.14	-595.34	4422.44	2912.88	2912.88	20.44
10	I[18]	9771.92	-569.42	4422.44	2900.00	2900.00	19.64
11	I[19]	10658.58	-543.49	4422.44	2900.00	2900.00	18.74
12	I[20]	11505.11	-517.57	4422.44	2900.00	2900.00	17.85
13	I[21]	12311.52	-491.70	4422.44	2900.00	2900.00	16.96
14	I[22]	13077.85	-465.92	4422.44	2900.00	2900.00	16.07
15	I[23]	13804.13	-438.79	4422.44	2900.00	2900.00	15.13
16	I[24]	14487.89	-413.05	4422.44	2900.00	2900.00	14.24
17	I[25]	15131.64	-387.25	4422.44	2900.00	2900.00	13.35
18	I[26]	15735.35	-361.44	4422.44	2900.00	2900.00	12.46
19	I[27]	16299.01	-335.64	4422.44	2900.00	2900.00	11.57
20	I[28]	16822.63	-309.88	4422.44	2900.00	2900.00	10.69
21	I[29]	17306.23	-284.19	4422.44	2900.00	2900.00	9.80
22	I[30]	17749.84	-257.32	4422.44	2900.00	2900.00	8.87
23	I[31]	18151.06	-231.66	4422.44	2900.00	2900.00	7.99
24	I[32]	18512.33	-205.97	4422.44	2900.00	2900.00	7.10
25	I[33]	18833.61	-180.28	4422.44	2900.00	2900.00	6.22
26	I[34]	19114.90	-154.59	4422.44	2900.00	2900.00	5.33
27	I[35]	19356.20	-128.93	4422.44	2900.00	2900.00	4.45
28	I[36]	19557.54	-103.31	4422.44	2900.00	2900.00	3.56
29	I[37]	19718.92	-76.37	4422.44	2900.00	2900.00	2.63
30	I[38]	19837.87	-50.48	4422.44	2900.00	2900.00	1.74
31	I[39]	19916.75	-24.06	4422.44	2900.00	2900.00	0.83
32	I[40]	18276.50	-3.18	4422.44	2900.00	2900.00	0.11
33	I[73]	19966.82	11.42	4422.44	2900.00	2900.00	0.39
34	I[41]	19960.65	27.72	4422.44	2900.00	2900.00	0.96
35	I[42]	19918.96	52.30	4422.44	2900.00	2900.00	1.80
36	I[43]	19837.74	77.39	4422.44	2900.00	2900.00	2.67
37	I[44]	19716.72	103.17	4422.44	2900.00	2900.00	3.56
38	I[45]	19547.81	128.62	4422.44	2900.00	2900.00	4.44
39	I[46]	19345.30	154.09	4422.44	2900.00	2900.00	5.31
40	I[47]	19102.90	179.56	4422.44	2900.00	2900.00	6.19
41	I[48]	18820.60	205.02	4422.44	2900.00	2900.00	7.07
42	I[49]	18498.41	230.46	4422.44	2900.00	2900.00	7.95

43	I[50]	18136.34	255.88	4422.44	2900.00	2900.00	8.82
44	I[51]	17734.38	282.03	4422.44	2900.00	2900.00	9.73
45	I[52]	17290.37	307.42	4422.44	2900.00	2900.00	10.60
46	I[53]	16806.51	332.79	4422.44	2900.00	2900.00	11.48
47	I[54]	16282.78	358.15	4422.44	2900.00	2900.00	12.35
48	I[55]	15719.21	383.49	4422.44	2900.00	2900.00	13.22
49	I[56]	15115.79	408.82	4422.44	2900.00	2900.00	14.10
50	I[57]	14472.52	434.16	4422.44	2900.00	2900.00	14.97
51	I[58]	13789.40	460.05	4422.44	2900.00	2900.00	15.86
52	I[59]	13064.35	485.36	4422.44	2900.00	2900.00	16.74
53	I[60]	12299.47	510.62	4422.44	2900.00	2900.00	17.61
54	I[61]	11494.77	535.86	4422.44	2900.00	2900.00	18.48
55	I[62]	10650.27	561.08	4422.44	2900.00	2900.00	19.35
56	I[63]	9765.97	586.30	4422.44	2900.00	2900.00	20.22
57	I[64]	8841.86	611.55	4422.44	2912.98	2912.98	20.99
58	I[65]	7877.92	637.19	4422.44	2940.61	2940.61	21.67
59	I[66]	6872.16	662.42	4422.44	2966.03	2966.03	22.33
60	I[67]	5826.58	687.61	4422.44	2988.79	2988.79	23.01
61	I[68]	4741.21	712.83	4422.44	3008.45	3008.45	23.69
62	I[69]	3616.01	738.17	4422.44	3024.57	3024.57	24.41
63	I[70]	2450.93	763.85	4422.44	3036.68	3036.68	25.15
64	I[71]	1245.78	790.35	4422.44	3044.32	3044.32	25.96
64	J[72]	1.48	793.50	4422.44	3046.98	3046.98	26.04
65	I[74]	6.59	-787.05	4422.44	3046.98	3046.98	25.83
66	I[75]	1250.79	-761.97	4422.44	3044.30	3044.30	25.03
67	I[76]	2455.25	-736.98	4422.44	3036.65	3036.65	24.27
68	I[77]	3619.98	-712.01	4422.44	3024.52	3024.52	23.54
69	I[78]	4744.99	-687.03	4422.44	3008.39	3008.39	22.84
70	I[79]	5830.27	-662.01	4422.44	2988.72	2988.72	22.15
71	I[80]	6875.79	-636.91	4422.44	2965.95	2965.95	21.47
72	I[81]	7881.49	-611.60	4422.44	2940.51	2940.51	20.80
73	I[82]	8845.51	-586.45	4422.44	2912.87	2912.87	20.13
74	I[83]	9769.71	-561.36	4422.44	2900.00	2900.00	19.36
75	I[84]	10654.13	-536.28	4422.44	2900.00	2900.00	18.49
76	I[85]	11498.76	-511.18	4422.44	2900.00	2900.00	17.63
77	I[86]	12303.59	-486.05	4422.44	2900.00	2900.00	16.76
78	I[87]	13068.62	-460.86	4422.44	2900.00	2900.00	15.89
79	I[88]	13793.78	-435.29	4422.44	2900.00	2900.00	15.01
80	I[89]	14477.12	-410.06	4422.44	2900.00	2900.00	14.14
81	I[90]	15120.61	-384.86	4422.44	2900.00	2900.00	13.27
82	I[91]	15724.25	-359.67	4422.44	2900.00	2900.00	12.40
83	I[92]	16288.06	-334.46	4422.44	2900.00	2900.00	11.53
84	I[93]	16812.02	-309.22	4422.44	2900.00	2900.00	10.66
85	I[94]	17296.12	-283.94	4422.44	2900.00	2900.00	9.79
86	I[95]	17740.31	-258.13	4422.44	2900.00	2900.00	8.90
87	I[96]	18142.57	-232.82	4422.44	2900.00	2900.00	8.03
88	I[97]	18504.94	-207.52	4422.44	2900.00	2900.00	7.16

89	I[98]	18827.42	-182.21	4422.44	2900.00	2900.00	6.28
90	I[99]	19110.01	-156.90	4422.44	2900.00	2900.00	5.41
91	I[100]	19352.71	-131.57	4422.44	2900.00	2900.00	4.54
92	I[101]	19555.52	-106.23	4422.44	2900.00	2900.00	3.66
93	I[102]	19718.39	-80.50	4422.44	2900.00	2900.00	2.78
94	I[103]	19839.38	-55.42	4422.44	2900.00	2900.00	1.91
95	I[104]	19920.61	-30.85	4422.44	2900.00	2900.00	1.06
96	I[105]	19962.22	-12.99	4422.44	2900.00	2900.00	0.45
97	I[138]	18306.12	1.52	4422.44	2900.00	2900.00	0.05
98	I[106]	19973.06	20.59	4422.44	2900.00	2900.00	0.71
99	I[107]	19934.53	46.75	4422.44	2900.00	2900.00	1.61
100	I[108]	19855.64	72.41	4422.44	2900.00	2900.00	2.50
101	I[109]	19736.59	98.71	4422.44	2900.00	2900.00	3.40
102	I[110]	19569.26	124.20	4422.44	2900.00	2900.00	4.28
103	I[111]	19368.34	149.71	4422.44	2900.00	2900.00	5.16
104	I[112]	19127.45	175.23	4422.44	2900.00	2900.00	6.04
105	I[113]	18846.58	200.76	4422.44	2900.00	2900.00	6.92
106	I[114]	18525.74	226.30	4422.44	2900.00	2900.00	7.80
107	I[115]	18164.92	251.83	4422.44	2900.00	2900.00	8.68
108	I[116]	17764.09	278.34	4422.44	2900.00	2900.00	9.60
109	I[117]	17321.02	303.90	4422.44	2900.00	2900.00	10.48
110	I[118]	16837.96	329.50	4422.44	2900.00	2900.00	11.36
111	I[119]	16314.88	355.13	4422.44	2900.00	2900.00	12.25
112	I[120]	15751.79	380.77	4422.44	2900.00	2900.00	13.13
113	I[121]	15148.66	406.41	4422.44	2900.00	2900.00	14.01
114	I[122]	14505.52	432.02	4422.44	2900.00	2900.00	14.90
115	I[123]	13822.33	458.77	4422.44	2900.00	2900.00	15.82
116	I[124]	13096.77	484.41	4422.44	2900.00	2900.00	16.70
117	I[125]	12331.18	510.12	4422.44	2900.00	2900.00	17.59
118	I[126]	11525.53	535.86	4422.44	2900.00	2900.00	18.48
119	I[127]	10679.81	561.62	4422.44	2900.00	2900.00	19.37
120	I[128]	9794.00	587.36	4422.44	2900.00	2900.00	20.25
121	I[129]	8868.11	613.06	4422.44	2912.19	2912.19	21.05
122	I[130]	7902.13	640.07	4422.44	2939.95	2939.95	21.77
123	I[131]	6893.66	665.80	4422.44	2965.53	2965.53	22.45
124	I[132]	5845.10	691.62	4422.44	2988.42	2988.42	23.14
125	I[133]	4756.42	717.48	4422.44	3008.20	3008.20	23.85
126	I[134]	3627.59	743.35	4422.44	3024.42	3024.42	24.58
127	I[135]	2458.61	769.21	4422.44	3036.62	3036.62	25.33
128	I[136]	1249.47	795.01	4422.44	3044.30	3044.30	26.11
128	J[137]	0.13	798.17	4422.44	3046.98	3046.98	26.20

Legenda:

MEd: momento flettente di progetto;

VEd: sforzo di taglio agente sulla sezione composta

Vpl,Rd: resistenza a taglio plastico della sezione composta;

Vb,Rd: resistenza di instabilità a taglio dell'anima in acciaio

VRd: resistenza a taglio

Ogni verifica risulta soddisfatta. Nella sezione più sollecitata, la verifica risulta soddisfatta con un'efficienza del 26.48%.

4.2.3 Verifica a limitazione delle tensioni SLE

Combinazione caratteristica rara											
Elem	part	Top and Bottom Flange of Structural Steel					Concrete Deck		Reinforcement in Deck		
		$\sigma_{Ed,ser}$ (N/mm ²)	f_{yk} (N/mm ²)	$\tau_{Ed,ser}$ (N/mm ²)	$f_{yk}/\sqrt{3}$ (N/mm ²)	$SQRT(\sigma^2+3\tau^2)$ (N/mm ²)	f_{yk} (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	$k \cdot f_{ck}$ (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	$k \cdot f_{sk}$ (N/mm ²)
1	I[9]	2.1	355	31.6	205.0	54.8	355	0.0	21	5.2	360
2	I[10]	-9.4	355	30.6	205.0	53.8	355	0.4	21	-2.0	360
3	I[11]	-19.1	355	29.5	205.0	54.6	355	0.7	21	-3.9	360
4	I[12]	-28.5	355	28.5	205.0	57.0	355	1.1	21	-5.7	360
5	I[13]	-37.4	355	27.5	205.0	60.5	355	1.4	21	-7.4	360
6	I[14]	-46.0	355	26.4	205.0	64.9	355	1.7	21	-9.3	360
7	I[15]	-54.4	355	25.4	205.0	70.0	355	2.1	21	-11.3	360
8	I[16]	-62.9	355	24.3	205.0	75.7	355	2.4	21	-13.2	360
9	I[17]	-70.2	355	23.3	205.0	81.0	355	2.7	21	-14.5	360
10	I[18]	-77.4	355	22.3	205.0	86.5	355	2.9	21	-15.8	360
11	I[19]	-84.4	355	21.3	205.0	92.1	355	3.2	21	-17.2	360
12	I[20]	-91.2	355	20.3	205.0	97.7	355	3.4	21	-18.5	360
13	I[21]	-97.5	355	19.3	205.0	103.1	355	3.7	21	-19.9	360
14	I[22]	-103.8	355	18.3	205.0	108.5	355	3.9	21	-21.2	360
15	I[23]	-110.0	355	17.2	205.0	114.0	355	4.2	21	-22.6	360
16	I[24]	-115.1	355	16.2	205.0	118.4	355	4.4	21	-23.5	360
17	I[25]	-120.0	355	15.2	205.0	122.8	355	4.5	21	-24.4	360
18	I[26]	-124.7	355	14.2	205.0	127.1	355	4.7	21	-25.2	360
19	I[27]	-129.2	355	13.2	205.0	131.2	355	4.9	21	-26.1	360
20	I[28]	-133.3	355	12.1	205.0	135.0	355	5.0	21	-27.1	360

21	I[29]	-137.4	355	11.1	205.0	138.7	355	5.2	21	-28.0	360
22	I[30]	-141.3	355	10.1	205.0	142.4	355	5.4	21	-28.9	360
23	I[31]	-144.1	355	9.1	205.0	145.0	355	5.5	21	-29.3	360
24	I[32]	-146.8	355	8.1	205.0	147.4	355	5.5	21	-29.8	360
25	I[33]	-149.2	355	7.1	205.0	149.7	355	5.6	21	-30.2	360
26	I[34]	-151.4	355	6.1	205.0	151.8	355	5.7	21	-30.7	360
27	I[35]	-153.4	355	5.0	205.0	153.7	355	5.8	21	-31.1	360
28	I[36]	-155.2	355	4.0	205.0	155.4	355	5.9	21	-31.6	360
29	I[37]	-156.9	355	3.0	205.0	157.0	355	6.0	21	-32.1	360
30	I[38]	-157.5	355	2.0	205.0	157.5	355	6.0	21	-32.1	360
31	I[39]	-157.9	355	0.9	205.0	157.9	355	6.0	21	-32.0	360
32	I[40]	-158.0	355	0.1	205.0	158.0	355	6.0	21	-32.0	360
33	I[73]	-158.0	355	0.4	205.0	158.0	355	6.0	21	-32.0	360
34	I[41]	-158.0	355	1.1	205.0	158.0	355	6.0	21	-32.0	360
35	I[42]	-157.7	355	2.0	205.0	157.8	355	6.0	21	-32.0	360
36	I[43]	-157.3	355	3.0	205.0	157.4	355	6.0	21	-32.0	360
37	I[44]	-156.7	355	4.0	205.0	156.9	355	6.0	21	-32.1	360
38	I[45]	-155.1	355	5.0	205.0	155.3	355	5.9	21	-31.6	360
39	I[46]	-153.2	355	6.0	205.0	153.6	355	5.8	21	-31.1	360
40	I[47]	-151.2	355	7.0	205.0	151.7	355	5.7	21	-30.7	360
41	I[48]	-148.9	355	8.0	205.0	149.6	355	5.6	21	-30.2	360
42	I[49]	-146.4	355	9.0	205.0	147.3	355	5.5	21	-29.8	360
43	I[50]	-143.8	355	10.0	205.0	144.8	355	5.5	21	-29.4	360
44	I[51]	-141.0	355	11.1	205.0	142.3	355	5.4	21	-28.9	360
45	I[52]	-137.1	355	12.1	205.0	138.7	355	5.2	21	-28.0	360
46	I[53]	-133.0	355	13.1	205.0	134.9	355	5.0	21	-27.1	360
47	I[54]	-128.8	355	14.0	205.0	131.0	355	4.9	21	-26.2	360
48	I[55]	-124.3	355	15.0	205.0	127.0	355	4.7	21	-25.3	360

49	I[56]	-119.6	355	16.0	205.0	122.8	355	4.5	21	-24.4	360
50	I[57]	-114.7	355	17.0	205.0	118.4	355	4.4	21	-23.5	360
51	I[58]	-109.7	355	18.0	205.0	114.1	355	4.2	21	-22.7	360
52	I[59]	-103.6	355	19.0	205.0	108.7	355	4.0	21	-21.3	360
53	I[60]	-97.3	355	20.0	205.0	103.3	355	3.7	21	-20.0	360
54	I[61]	-90.8	355	21.0	205.0	97.9	355	3.5	21	-18.6	360
55	I[62]	-84.2	355	22.0	205.0	92.4	355	3.2	21	-17.3	360
56	I[63]	-77.2	355	23.0	205.0	86.9	355	3.0	21	-16.0	360
57	I[64]	-70.1	355	24.0	205.0	81.5	355	2.7	21	-14.7	360
58	I[65]	-62.9	355	25.0	205.0	76.4	355	2.5	21	-13.3	360
59	I[66]	-54.6	355	26.0	205.0	70.7	355	2.1	21	-11.5	360
60	I[67]	-46.0	355	27.0	205.0	65.6	355	1.8	21	-9.5	360
61	I[68]	-37.6	355	28.0	205.0	61.3	355	1.4	21	-7.6	360
62	I[69]	-28.8	355	28.9	205.0	57.8	355	1.1	21	-5.7	360
63	I[70]	-19.6	355	29.9	205.0	55.5	355	0.7	21	-3.8	360
64	I[71]	-10.1	355	31.0	205.0	54.6	355	0.4	21	-2.0	360
64	J[72]	-0.8	355	31.1	205.0	53.9	355	0.0	21	4.0	360
65	I[74]	-1.2	355	30.6	205.0	53.0	355	0.1	21	-0.6	360
66	I[75]	-10.6	355	29.7	205.0	52.4	355	0.4	21	-2.2	360
67	I[76]	-20.1	355	28.7	205.0	53.6	355	0.8	21	-4.2	360
68	I[77]	-29.3	355	27.7	205.0	56.3	355	1.1	21	-6.2	360
69	I[78]	-38.1	355	26.8	205.0	60.0	355	1.5	21	-8.0	360
70	I[79]	-46.4	355	25.8	205.0	64.4	355	1.8	21	-9.7	360
71	I[80]	-54.5	355	24.8	205.0	69.4	355	2.1	21	-11.2	360
72	I[81]	-62.8	355	23.8	205.0	75.1	355	2.4	21	-12.9	360
73	I[82]	-69.9	355	22.9	205.0	80.4	355	2.7	21	-14.4	360
74	I[83]	-77.2	355	21.9	205.0	86.0	355	3.0	21	-16.2	360
75	I[84]	-84.3	355	20.9	205.0	91.7	355	3.3	21	-17.8	360

76	I[85]	-91.0	355	19.9	205.0	97.3	355	3.6	21	-19.2	360
77	I[86]	-97.2	355	18.9	205.0	102.6	355	3.8	21	-20.5	360
78	I[87]	-103.0	355	18.0	205.0	107.6	355	4.0	21	-21.6	360
79	I[88]	-108.9	355	17.0	205.0	112.8	355	4.2	21	-22.7	360
80	I[89]	-114.0	355	16.0	205.0	117.3	355	4.4	21	-24.0	360
81	I[90]	-119.3	355	15.0	205.0	122.1	355	4.7	21	-25.3	360
82	I[91]	-124.1	355	14.0	205.0	126.5	355	4.9	21	-26.4	360
83	I[92]	-128.6	355	13.0	205.0	130.6	355	5.1	21	-27.3	360
84	I[93]	-132.6	355	12.0	205.0	134.3	355	5.2	21	-28.1	360
85	I[94]	-136.2	355	11.1	205.0	137.5	355	5.3	21	-28.8	360
86	I[95]	-139.9	355	10.1	205.0	140.9	355	5.4	21	-29.3	360
87	I[96]	-142.8	355	9.1	205.0	143.7	355	5.6	21	-30.2	360
88	I[97]	-145.9	355	8.1	205.0	146.6	355	5.7	21	-31.0	360
89	I[98]	-148.6	355	7.1	205.0	149.1	355	5.9	21	-31.6	360
90	I[99]	-150.8	355	6.1	205.0	151.2	355	5.9	21	-32.1	360
91	I[100]	-152.6	355	5.1	205.0	152.9	355	6.0	21	-32.5	360
92	I[101]	-154.0	355	4.1	205.0	154.2	355	6.0	21	-32.7	360
93	I[102]	-155.4	355	3.1	205.0	155.5	355	6.1	21	-32.7	360
94	I[103]	-156.2	355	2.1	205.0	156.3	355	6.1	21	-33.2	360
95	I[104]	-157.1	355	1.2	205.0	157.1	355	6.2	21	-33.5	360
96	I[105]	-157.6	355	0.5	205.0	157.6	355	6.2	21	-33.6	360
97	I[138]	-157.7	355	0.1	205.0	157.7	355	6.2	21	-33.7	360
98	I[106]	-157.6	355	0.8	205.0	157.7	355	6.2	21	-33.7	360
99	I[107]	-157.3	355	1.8	205.0	157.3	355	6.2	21	-33.5	360
100	I[108]	-156.4	355	2.8	205.0	156.5	355	6.2	21	-33.3	360
101	I[109]	-155.6	355	3.9	205.0	155.7	355	6.1	21	-32.9	360
102	I[110]	-154.2	355	4.9	205.0	154.5	355	6.1	21	-32.8	360
103	I[111]	-152.9	355	5.9	205.0	153.2	355	6.0	21	-32.7	360

104	I[112]	-151.1	355	6.9	205.0	151.6	355	6.0	21	-32.4	360
105	I[113]	-148.9	355	7.9	205.0	149.6	355	5.9	21	-31.9	360
106	I[114]	-146.3	355	8.9	205.0	147.1	355	5.8	21	-31.3	360
107	I[115]	-143.3	355	9.8	205.0	144.3	355	5.7	21	-30.6	360
108	I[116]	-140.2	355	10.9	205.0	141.4	355	5.5	21	-29.7	360
109	I[117]	-136.6	355	11.9	205.0	138.1	355	5.4	21	-29.2	360
110	I[118]	-133.0	355	12.9	205.0	134.9	355	5.3	21	-28.5	360
111	I[119]	-129.0	355	13.9	205.0	131.2	355	5.1	21	-27.7	360
112	I[120]	-124.6	355	14.9	205.0	127.2	355	5.0	21	-26.8	360
113	I[121]	-119.8	355	15.9	205.0	122.9	355	4.8	21	-25.7	360
114	I[122]	-114.5	355	16.9	205.0	118.1	355	4.5	21	-24.5	360
115	I[123]	-109.2	355	17.9	205.0	113.6	355	4.3	21	-23.1	360
116	I[124]	-103.3	355	18.9	205.0	108.4	355	4.1	21	-22.1	360
117	I[125]	-97.5	355	19.9	205.0	103.4	355	3.9	21	-20.9	360
118	I[126]	-91.3	355	20.9	205.0	98.2	355	3.6	21	-19.6	360
119	I[127]	-84.6	355	21.9	205.0	92.7	355	3.4	21	-18.2	360
120	I[128]	-77.5	355	23.0	205.0	87.1	355	3.1	21	-16.6	360
121	I[129]	-69.9	355	24.0	205.0	81.3	355	2.7	21	-14.9	360
122	I[130]	-62.7	355	25.0	205.0	76.2	355	2.4	21	-13.0	360
123	I[131]	-54.4	355	26.0	205.0	70.6	355	2.1	21	-11.5	360
124	I[132]	-46.3	355	27.0	205.0	65.8	355	1.8	21	-10.0	360
125	I[133]	-37.9	355	28.0	205.0	61.6	355	1.5	21	-8.3	360
126	I[134]	-29.0	355	29.0	205.0	58.0	355	1.2	21	-6.4	360
127	I[135]	-19.8	355	30.0	205.0	55.6	355	0.8	21	-4.4	360
128	I[136]	-10.1	355	31.0	205.0	54.6	355	0.4	21	-2.3	360
128	J[137]	0.3	355	31.1	205.0	53.9	355	0.1	21	-0.4	360

Legenda

$\sigma_{Ed,ser}$: tensione normale agente nell'elemento di acciaio da carpenteria

f_{yk} : tensione limite dell'elemento di acciaio da carpenteria

$\tau_{Ed,ser}$: tensione tangenziale agente nell'elemento di acciaio da carpenteria

$\text{SQRT}(\sigma^2 + 3\tau^2)$: tensione agente combinata nell'elemento di acciaio da carpenteria

σ_c : tensione normale agente nell'elemento di calcestruzzo

f_{ck} : tensione limite dell'elemento di calcestruzzo

σ_s : tensione normale agente nell'elemento di acciaio da armatura

f_{sk} : tensione limite dell'elemento di acciaio da armatura

Combinazione quasi permanente			
Elem	part	Sigma_c (N/mm ²)	k*fck (N/mm ²)
1	I[9]	0.0	15.75
2	I[10]	0.2	15.75
3	I[11]	0.4	15.75
4	I[12]	0.6	15.75
5	I[13]	0.8	15.75
6	I[14]	1.0	15.75
7	I[15]	1.1	15.75
8	I[16]	1.3	15.75
9	I[17]	1.4	15.75
10	I[18]	1.6	15.75
11	I[19]	1.7	15.75
12	I[20]	1.8	15.75
13	I[21]	1.9	15.75
14	I[22]	2.0	15.75
15	I[23]	2.2	15.75
16	I[24]	2.2	15.75
17	I[25]	2.4	15.75
18	I[26]	2.5	15.75
19	I[27]	2.6	15.75
20	I[28]	2.6	15.75
21	I[29]	2.7	15.75
22	I[30]	2.8	15.75
23	I[31]	2.8	15.75
24	I[32]	2.9	15.75
25	I[33]	3.0	15.75
26	I[34]	3.0	15.75
27	I[35]	3.0	15.75
28	I[36]	3.0	15.75
29	I[37]	3.1	15.75
30	I[38]	3.1	15.75
31	I[39]	3.1	15.75
32	I[40]	3.1	15.75
33	I[73]	3.1	15.75
34	I[41]	3.1	15.75
35	I[42]	3.1	15.75
36	I[43]	3.1	15.75
37	I[44]	3.1	15.75
38	I[45]	3.0	15.75
39	I[46]	3.0	15.75
40	I[47]	3.0	15.75
41	I[48]	2.9	15.75
42	I[49]	2.9	15.75
43	I[50]	2.8	15.75

44	I[51]	2.8	15.75
45	I[52]	2.7	15.75
46	I[53]	2.6	15.75
47	I[54]	2.5	15.75
48	I[55]	2.5	15.75
49	I[56]	2.3	15.75
50	I[57]	2.2	15.75
51	I[58]	2.2	15.75
52	I[59]	2.0	15.75
53	I[60]	1.9	15.75
54	I[61]	1.8	15.75
55	I[62]	1.7	15.75
56	I[63]	1.5	15.75
57	I[64]	1.4	15.75
58	I[65]	1.3	15.75
59	I[66]	1.1	15.75
60	I[67]	0.9	15.75
61	I[68]	0.8	15.75
62	I[69]	0.6	15.75
63	I[70]	0.4	15.75
64	I[71]	0.2	15.75
64	J[72]	0.0	15.75
65	I[74]	0.0	15.75
66	I[75]	0.2	15.75
67	I[76]	0.4	15.75
68	I[77]	0.6	15.75
69	I[78]	0.8	15.75
70	I[79]	0.9	15.75
71	I[80]	1.1	15.75
72	I[81]	1.3	15.75
73	I[82]	1.4	15.75
74	I[83]	1.5	15.75
75	I[84]	1.7	15.75
76	I[85]	1.8	15.75
77	I[86]	1.9	15.75
78	I[87]	2.0	15.75
79	I[88]	2.2	15.75
80	I[89]	2.3	15.75
81	I[90]	2.3	15.75
82	I[91]	2.4	15.75
83	I[92]	2.5	15.75
84	I[93]	2.6	15.75
85	I[94]	2.7	15.75
86	I[95]	2.8	15.75
87	I[96]	2.8	15.75
88	I[97]	2.9	15.75
89	I[98]	2.9	15.75

90	I[99]	3.0	15.75
91	I[100]	3.0	15.75
92	I[101]	3.0	15.75
93	I[102]	3.1	15.75
94	I[103]	3.1	15.75
95	I[104]	3.1	15.75
96	I[105]	3.1	15.75
97	I[138]	3.1	15.75
98	I[106]	3.1	15.75
99	I[107]	3.1	15.75
100	I[108]	3.1	15.75
101	I[109]	3.1	15.75
102	I[110]	3.1	15.75
103	I[111]	3.0	15.75
104	I[112]	3.0	15.75
105	I[113]	2.9	15.75
106	I[114]	2.9	15.75
107	I[115]	2.8	15.75
108	I[116]	2.8	15.75
109	I[117]	2.7	15.75
110	I[118]	2.6	15.75
111	I[119]	2.5	15.75
112	I[120]	2.5	15.75
113	I[121]	2.4	15.75
114	I[122]	2.3	15.75
115	I[123]	2.2	15.75
116	I[124]	2.1	15.75
117	I[125]	1.9	15.75
118	I[126]	1.8	15.75
119	I[127]	1.7	15.75
120	I[128]	1.5	15.75
121	I[129]	1.4	15.75
122	I[130]	1.3	15.75
123	I[131]	1.1	15.75
124	I[132]	0.9	15.75
125	I[133]	0.8	15.75
126	I[134]	0.6	15.75
127	I[135]	0.4	15.75
128	I[136]	0.2	15.75
128	J[137]	0.0	15.75

Legenda

σ_c : tensione normale agente nell'elemento di calcestruzzo

f_{ck} : tensione limite dell'elemento di calcestruzzo

Ogni verifica risulta soddisfatta.

4.2.4 Verifica connessione trave/soletta

4.2.4.1 Generalità

Le specifiche relative al detailing della connessione trasverso-soletta sono contenute in NTC-18, 4.3.4.1.2 e C.4.3.4. delle relative Istruzioni; per quanto riguarda i riferimenti Eurocodice, i cui contenuti sono perfettamente identici, si fa riferimento a EN 1994-1 e EN 1994-2. Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza.

Il ciclo di verifica delle piolature comprende i seguenti passi:

- Verifica a taglio longitudinale SLU

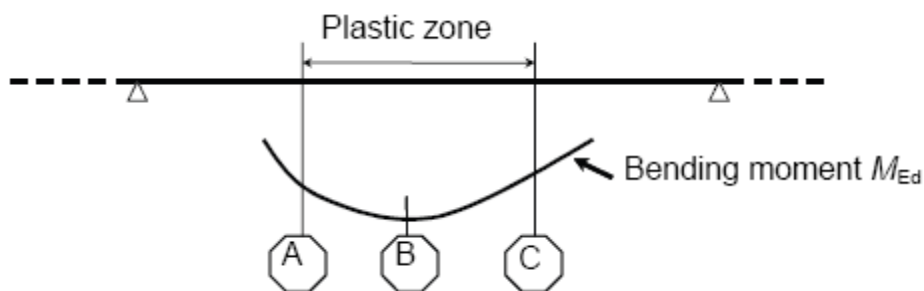
La condizione di verifica del taglio longitudinale allo SLU risulta pari a:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_y} \leq v_{L,Rd} = \frac{P_{Rd} \cdot N}{s_c}$$

- taglio longitudinale agente $v_{L,Ed}$
- taglio verticale agente V_{Ed}
- momento statico della sezione non fessurata S
- momento d'inerzia della sezione non fessurata I_y
- taglio longitudinale resistente $v_{L,Rd}$
- resistenza ultima piolo P_{Rd}
- numero pioli N
- interasse longitudinale pioli s_c

Tale approccio risulta ovviamente valido solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse extra elastiche. Per sezioni di classe 1-2, qualora il momento agente sulla sezione risulti maggiore del momento resistente elastico, non risulta più valido l'approccio mostrato in precedenza.

Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati nello schema seguente. I punti di boundary sono individuati dalle sezioni nelle quali la massima tensione è pari allo snervamento del materiale.

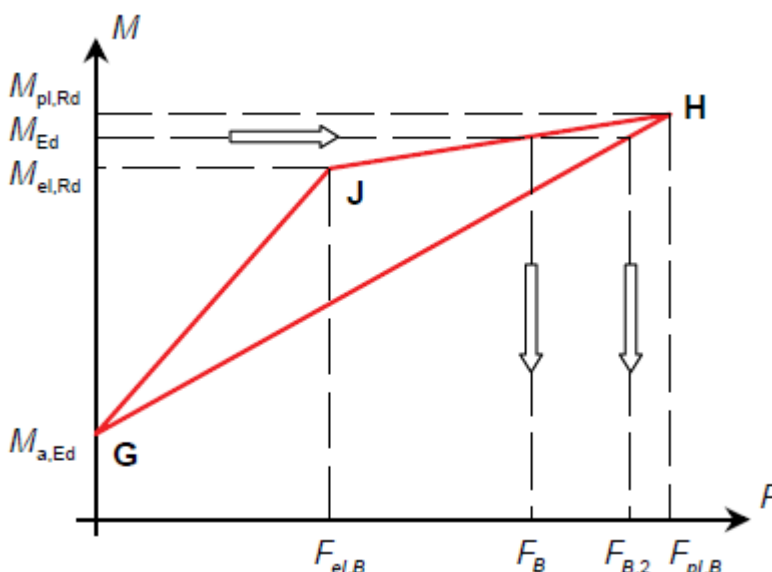


La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio dei conci di soletta compresi tra la boundary ed il punto di minimo momento (concio di soletta compreso tra A e B e concio di soletta compreso tra B e C).

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo; a tale azione va aggiunta, per le verifiche nell'ambito della condizione "long term" l'effetto del ritiro primario.

L'azione assiale N_B è la risultante delle azioni in soletta, da valutarsi con riferimento all'effettivo stato, parzialmente "plastico" della sezione. Per il calcolo, si fa riferimento ai criteri di "non linear resistance to

bending" contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4.(6), con l'ausilio della costruzione riportata nel diagramma seguente, che riporta in un sistema d'assi M/N, i possibili stati della sezione di minimo momento flettente.



Si indica con:

- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico
- M_{Ed} momento flettente di progetto
- $M_{pl,Rd}$ momento plastico della sezione
- $F_{el,B}$ azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

- G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1
- H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).
- J punto corrispondente allo yielding del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{el,Rd}$).

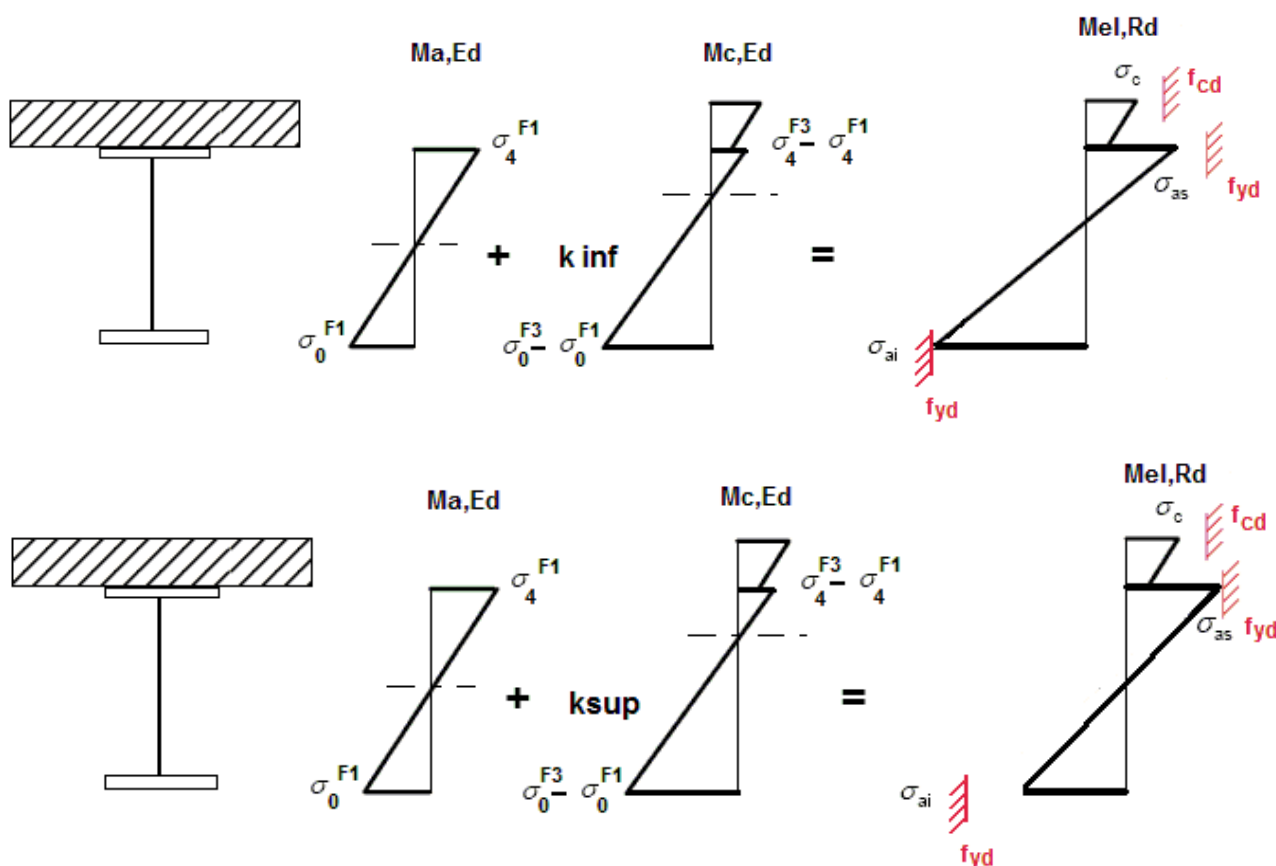
Come si nota dal diagramma, l'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} . In alternativa, operando in maniera semplificata, risulta possibile stabilire un limite superiore a N_B , intercettando direttamente la retta GH.

Si segue l'approccio "rigoroso" che, pur comportando la necessità di valutare $M_{el,Rd}$, comporta una stima più accurata di N_B .

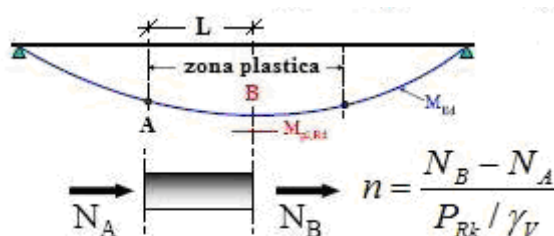
Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$, viene valutato il fattore "k" (≤ 1) che, applicato al momento flettente agente sulla sezione composta $M_{c,Ed}$ comporta un quadro tensionale al limite di snervamento, e che implica pertanto l'espressione:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k \cdot M_{c,Ed}$$

Si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.



Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



- Verifica a taglio longitudinali SLE

La condizione di verifica del taglio longitudinale allo SLE risulta pari a:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_y} \leq v_{L,Rd} = \frac{k_s \cdot P_{Rd} \cdot N}{s_c}$$

Il procedimento è lo stesso della verifica a taglio longitudinale SLU, viene introdotto un coefficiente k_s per la resistenza del piolo.

- Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro nelle zone di coda verrà affidato per intero all'armatura di continuità.

4.2.4.2 Caratteristiche piolatura

Il sistema di connessione trave/soletta è formato da pioli tipo Nelson elettrosaldati, di diametro $\varnothing 19$ mm ed altezza pari a 125 mm.

Per il singolo piolo, valori di riferimento (cfr. EN 1994-2, 6.6.3.1.(1)) nell'ambito delle verifiche S.L.U. e S.L.E. sono pertanto i seguenti:

$$P_{rk,1} = 0.8 f_u \pi \varnothing^2/4 = 102.07 \text{ kN}$$

rottura gambo

$$P_{rk,2} = 0.29 \alpha \varnothing^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} = 114.33 \text{ kN}$$

rottura calcestruzzo

con

$$f_u = 450.0 \text{ MPa}$$

tensione ultima del gambo del piolo

$$\gamma_v = 1.25$$

coefficiente di sicurezza piolo

$$f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo

$$E_{cm} = 34077 \text{ MPa}$$

modulo elastico secante del calcestruzzo

$$\alpha = 1$$

Discende pertanto il valore di progetto della resistenza ultima, dal minimo dei valori riscontrati diviso per il coefficiente di sicurezza γ_v :

$$P_{Rd} = 102.07/1.25 = 81.7 \text{ kN}$$

I valori di riferimento nell'ambito delle verifiche S.L.U. e S.L.E. sono pertanto i seguenti:

$$P_{Rd,slu} = 81.7 \text{ kN}$$

Ponendo $k_s = 0.75$, conformemente a quanto previsto dal N.A.D. di EN 1994-2 (cfr. Istruzioni della NTC-18) si ha:

$$P_{Rd,sle} = 0.75 \times 81.7 = 61.2 \text{ kN}$$

Di seguito viene mostrata la disposizione della piolatura nei diversi conci della trave longitudinale:

Diametro Gambo Piolo	Altezza Piolo	Numero Pioli	Spaziatura Longitudinale	Spaziatura Trasversale
d	h	N	s_c	s_t
mm	mm		mm	mm
19	125	4	200	100

4.2.4.3 Detailing

Per i limiti dimensionali da rispettare nel detailing delle piolature si fa riferimento ai contenuti di NTC-18 cap. 4.3.4.3.4/EN 1994-2 cap. 6.6.5.. Di seguito si evidenzia il riferimento specifico a quest'ultimo testo normativo, più puntuale.

Il massimo interasse longitudinale delle piolature dovrà rispettare le seguenti limitazioni (EN1994-2 6.6.5.5(2)):

$$e_{max}/t_f \leq 22 \varepsilon$$

$$e_{max}/t_f \leq 22 \cdot 0.81 = 17.9$$

La distanza delle file longitudinali di pioli dal bordo dovrà rispettare le seguenti limitazioni (EN1994-2 6.6.5.5(2)):

$$e_d/t_f \leq 9 \varepsilon$$

$$e_d/t_f \leq 9 \cdot 0.81 = 7.29$$

$$e_{d,min} = 25.0 \text{ mm} \quad (1994-2 \text{ 6.6.5.6(2)})$$

La minima distanza misurata tra la parte inferiore della testa del piolo e lo strato inferiore di armatura dovrà essere > 40 mm.

I pioli dovranno rispettare le seguenti limitazioni dimensionali:

$h_p \geq 3d$ EN 1994-2 6.6.5.7.(1) h_p = altezza piolo

$d_t \geq 1.5d$ EN 1994-2 6.6.5.7.(2) d_t = diametro testa

$h_t \geq 0.4d$ EN 1994-2 6.6.5.7.(2) h_t = altezza testa

$d_p \geq 1.5t_{sup}$ EN 1994-2 6.6.5.7.(3) d_p = diam. piolo, t_{sup} = spessore flangia (*)

(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica

$d_p \geq 2.5t_{sup}$ EN 1994-2 6.6.5.7.(5) d_p = diam. piolo, t_{sup} = spessore flangia (**)

(**) per tutte le piattabande

$d_p \geq 1.5t_{sup}$ EN 1994-2 6.6.5.7.(3) d_p = diam. piolo, t_{sup} = spessore flangia

L'interasse dei pioli dovrà rispettare le seguenti limitazioni dimensionali (EN1994-2 6.6.5.7.(4)):

$s_{lg} \geq 5 d_p$ in direzione longitudinale

$s_{tv} \geq 2.5 d_p$ in direzione trasversale

Nel rispetto delle limitazioni dimensionali esposte, per le tipologie previste di piolatura, la disposizione sulla piattabanda verrà organizzata come segue.

4.2.4.4 Riepilogo verifiche connessione trave-soletta

Stato limite ultimo						
Elem	part	VL,Ed (kN)	vL,Ed (kN/m)	PRd (kN)	vL,Rd (kN/m)	Efficienza (%)
1	I[9]	-443.10	317.57	81.66	1633.13	19.45
2	I[10]	-427.35	306.28	81.66	1633.13	18.75
3	I[11]	-412.30	295.50	81.66	1633.13	18.09
4	I[12]	-397.58	284.94	81.66	1633.13	17.45
5	I[13]	-383.01	274.50	81.66	1633.13	16.81
6	I[14]	-368.56	264.15	81.66	1633.13	16.17
7	I[15]	-354.26	253.90	81.66	1633.13	15.55
8	I[16]	-339.19	243.10	81.66	1633.13	14.89
9	I[17]	-324.94	232.88	81.66	1633.13	14.26
10	I[18]	-310.62	222.62	81.66	1633.13	13.63
11	I[19]	-296.27	212.34	81.66	1633.13	13.00
12	I[20]	-281.95	202.07	81.66	1633.13	12.37
13	I[21]	-267.66	191.83	81.66	1633.13	11.75
14	I[22]	-253.47	181.66	81.66	1633.13	11.12
15	I[23]	-238.69	171.07	81.66	1633.13	10.47
16	I[24]	-224.54	160.92	81.66	1633.13	9.85
17	I[25]	-210.32	150.74	81.66	1633.13	9.23
18	I[26]	-196.10	140.54	81.66	1633.13	8.61
19	I[27]	-181.89	130.36	81.66	1633.13	7.98
20	I[28]	-167.72	120.21	81.66	1633.13	7.36
21	I[29]	-153.62	110.10	81.66	1633.13	6.74
22	I[30]	-139.09	99.69	81.66	1633.13	6.10
23	I[31]	-125.03	89.61	81.66	1633.13	5.49
24	I[32]	-110.93	79.50	81.66	1633.13	4.87
25	I[33]	-96.82	69.39	81.66	1633.13	4.25
26	I[34]	-82.73	59.29	81.66	1633.13	3.63
27	I[35]	-68.65	49.20	81.66	1633.13	3.01
28	I[36]	-54.62	39.15	81.66	1633.13	2.40
29	I[37]	-40.02	28.68	81.66	1633.13	1.76
30	I[38]	-25.73	18.44	81.66	1633.13	1.13
31	I[39]	-10.90	7.81	81.66	1633.13	0.48
32	I[40]	2.38	1.71	81.66	1633.13	0.10
33	I[73]	9.31	6.67	81.66	1633.13	0.41
34	I[41]	17.70	12.69	81.66	1633.13	0.78
35	I[42]	30.70	22.00	81.66	1633.13	1.35
36	I[43]	44.20	31.68	81.66	1633.13	1.94
37	I[44]	57.63	41.30	81.66	1633.13	2.53
38	I[45]	71.50	51.24	81.66	1633.13	3.14
39	I[46]	85.38	61.19	81.66	1633.13	3.75
40	I[47]	99.26	71.14	81.66	1633.13	4.36
41	I[48]	113.12	81.08	81.66	1633.13	4.96

42	I[49]	126.98	91.00	81.66	1633.13	5.57
43	I[50]	140.81	100.92	81.66	1633.13	6.18
44	I[51]	154.61	110.81	81.66	1633.13	6.79
45	I[52]	168.42	120.70	81.66	1633.13	7.39
46	I[53]	182.20	130.58	81.66	1633.13	8.00
47	I[54]	195.97	140.45	81.66	1633.13	8.60
48	I[55]	209.72	150.30	81.66	1633.13	9.20
49	I[56]	223.46	160.15	81.66	1633.13	9.81
50	I[57]	237.21	170.01	81.66	1633.13	10.41
51	I[58]	250.76	179.72	81.66	1633.13	11.00
52	I[59]	264.47	189.55	81.66	1633.13	11.61
53	I[60]	278.15	199.35	81.66	1633.13	12.21
54	I[61]	291.79	209.13	81.66	1633.13	12.81
55	I[62]	305.43	218.90	81.66	1633.13	13.40
56	I[63]	319.06	228.67	81.66	1633.13	14.00
57	I[64]	332.72	238.46	81.66	1633.13	14.60
58	I[65]	346.02	247.99	81.66	1633.13	15.18
59	I[66]	359.66	257.76	81.66	1633.13	15.78
60	I[67]	373.26	267.51	81.66	1633.13	16.38
61	I[68]	386.89	277.28	81.66	1633.13	16.98
62	I[69]	400.64	287.14	81.66	1633.13	17.58
63	I[70]	414.73	297.23	81.66	1633.13	18.20
64	I[71]	429.64	307.92	81.66	1633.13	18.85
64	J[72]	429.64	307.92	81.66	1633.13	18.85
65	I[74]	-423.19	303.30	81.66	1633.13	18.57
66	I[75]	-409.70	293.63	81.66	1633.13	17.98
67	I[76]	-396.30	284.02	81.66	1633.13	17.39
68	I[77]	-382.92	274.44	81.66	1633.13	16.80
69	I[78]	-369.53	264.84	81.66	1633.13	16.22
70	I[79]	-356.10	255.21	81.66	1633.13	15.63
71	I[80]	-342.58	245.53	81.66	1633.13	15.03
72	I[81]	-329.61	236.23	81.66	1633.13	14.47
73	I[82]	-316.06	226.52	81.66	1633.13	13.87
74	I[83]	-302.56	216.84	81.66	1633.13	13.28
75	I[84]	-289.07	207.17	81.66	1633.13	12.69
76	I[85]	-275.56	197.49	81.66	1633.13	12.09
77	I[86]	-262.02	187.79	81.66	1633.13	11.50
78	I[87]	-248.41	178.04	81.66	1633.13	10.90
79	I[88]	-235.19	168.56	81.66	1633.13	10.32
80	I[89]	-221.55	158.78	81.66	1633.13	9.72
81	I[90]	-207.94	149.03	81.66	1633.13	9.13
82	I[91]	-194.33	139.28	81.66	1633.13	8.53
83	I[92]	-180.71	129.52	81.66	1633.13	7.93
84	I[93]	-167.07	119.74	81.66	1633.13	7.33
85	I[94]	-153.37	109.92	81.66	1633.13	6.73
86	I[95]	-139.91	100.27	81.66	1633.13	6.14
87	I[96]	-126.18	90.44	81.66	1633.13	5.54

88	I[97]	-112.47	80.61	81.66	1633.13	4.94
89	I[98]	-98.76	70.78	81.66	1633.13	4.33
90	I[99]	-85.03	60.94	81.66	1633.13	3.73
91	I[100]	-71.29	51.10	81.66	1633.13	3.13
92	I[101]	-57.54	41.24	81.66	1633.13	2.53
93	I[102]	-44.15	31.64	81.66	1633.13	1.94
94	I[103]	-30.66	21.98	81.66	1633.13	1.35
95	I[104]	-17.68	12.67	81.66	1633.13	0.78
96	I[105]	-9.30	6.67	81.66	1633.13	0.41
97	I[138]	-2.38	1.71	81.66	1633.13	0.10
98	I[106]	10.58	7.58	81.66	1633.13	0.46
99	I[107]	25.14	18.02	81.66	1633.13	1.10
100	I[108]	39.22	28.11	81.66	1633.13	1.72
101	I[109]	53.17	38.11	81.66	1633.13	2.33
102	I[110]	67.08	48.07	81.66	1633.13	2.94
103	I[111]	80.99	58.05	81.66	1633.13	3.55
104	I[112]	94.93	68.03	81.66	1633.13	4.17
105	I[113]	108.87	78.03	81.66	1633.13	4.78
106	I[114]	122.82	88.02	81.66	1633.13	5.39
107	I[115]	136.75	98.01	81.66	1633.13	6.00
108	I[116]	150.92	108.17	81.66	1633.13	6.62
109	I[117]	164.89	118.18	81.66	1633.13	7.24
110	I[118]	178.91	128.22	81.66	1633.13	7.85
111	I[119]	192.94	138.28	81.66	1633.13	8.47
112	I[120]	206.99	148.35	81.66	1633.13	9.08
113	I[121]	221.04	158.42	81.66	1633.13	9.70
114	I[122]	235.06	168.47	81.66	1633.13	10.32
115	I[123]	249.48	178.80	81.66	1633.13	10.95
116	I[124]	263.53	188.87	81.66	1633.13	11.57
117	I[125]	277.65	198.99	81.66	1633.13	12.18
118	I[126]	291.80	209.13	81.66	1633.13	12.81
119	I[127]	305.96	219.28	81.66	1633.13	13.43
120	I[128]	320.12	229.43	81.66	1633.13	14.05
121	I[129]	334.23	239.54	81.66	1633.13	14.67
122	I[130]	348.90	250.05	81.66	1633.13	15.31
123	I[131]	363.04	260.19	81.66	1633.13	15.93
124	I[132]	377.27	270.38	81.66	1633.13	16.56
125	I[133]	391.54	280.61	81.66	1633.13	17.18
126	I[134]	405.82	290.85	81.66	1633.13	17.81
127	I[135]	420.09	301.08	81.66	1633.13	18.44
128	I[136]	434.30	311.26	81.66	1633.13	19.06
128	J[137]	434.30	311.26	81.66	1633.13	19.06

Legenda:

VEd: sforzo di taglio agente sulla sezione composta

vL,Ed: sforzo di taglio longitudinale per unità di lunghezza lungo l'interfaccia acciaio-cl

PRd: resistenza a taglio di progetto del piolo

vRd: resistenza a taglio per unità di lunghezza

Il taglio longitudinale agente in ciascuna sezione è stato valutato utilizzando l'approccio elastico in quanto il momento agente risulta per ogni sezione minore del momento resistente elastico.

La verifica della piolatura risulta soddisfatta in ogni sezione.

Stato limite di esercizio						
Elem	part	Vc,Ed (kN)	vL,Ed (kN/m)	PRd,ser (kN)	vL,Rd (kN/m)	Efficienza (%)
1	I[9]	-327.48	234.70	61.24	1224.84	19.16
2	I[10]	-315.93	226.43	61.24	1224.84	18.49
3	I[11]	-304.85	218.48	61.24	1224.84	17.84
4	I[12]	-293.97	210.69	61.24	1224.84	17.20
5	I[13]	-283.21	202.97	61.24	1224.84	16.57
6	I[14]	-272.52	195.31	61.24	1224.84	15.95
7	I[15]	-261.94	187.73	61.24	1224.84	15.33
8	I[16]	-250.81	179.75	61.24	1224.84	14.68
9	I[17]	-240.26	172.20	61.24	1224.84	14.06
10	I[18]	-229.67	164.60	61.24	1224.84	13.44
11	I[19]	-219.05	156.99	61.24	1224.84	12.82
12	I[20]	-208.45	149.40	61.24	1224.84	12.20
13	I[21]	-197.89	141.82	61.24	1224.84	11.58
14	I[22]	-187.39	134.30	61.24	1224.84	10.96
15	I[23]	-176.46	126.47	61.24	1224.84	10.33
16	I[24]	-165.99	118.96	61.24	1224.84	9.71
17	I[25]	-155.47	111.43	61.24	1224.84	9.10
18	I[26]	-144.95	103.89	61.24	1224.84	8.48
19	I[27]	-134.44	96.35	61.24	1224.84	7.87
20	I[28]	-123.96	88.84	61.24	1224.84	7.25
21	I[29]	-113.52	81.36	61.24	1224.84	6.64
22	I[30]	-102.79	73.67	61.24	1224.84	6.01
23	I[31]	-92.38	66.21	61.24	1224.84	5.41
24	I[32]	-81.94	58.73	61.24	1224.84	4.79
25	I[33]	-71.50	51.25	61.24	1224.84	4.18
26	I[34]	-61.07	43.77	61.24	1224.84	3.57
27	I[35]	-50.66	36.31	61.24	1224.84	2.96
28	I[36]	-40.28	28.87	61.24	1224.84	2.36
29	I[37]	-29.49	21.13	61.24	1224.84	1.73
30	I[38]	-18.91	13.55	61.24	1224.84	1.11
31	I[39]	-7.93	5.69	61.24	1224.84	0.46
32	I[40]	1.47	1.05	61.24	1224.84	0.09
33	I[73]	6.63	4.75	61.24	1224.84	0.39
34	I[41]	12.78	9.16	61.24	1224.84	0.75
35	I[42]	22.49	16.12	61.24	1224.84	1.32

36	I[43]	32.55	23.33	61.24	1224.84	1.90
37	I[44]	42.70	30.60	61.24	1224.84	2.50
38	I[45]	52.96	37.96	61.24	1224.84	3.10
39	I[46]	63.24	45.32	61.24	1224.84	3.70
40	I[47]	73.51	52.68	61.24	1224.84	4.30
41	I[48]	83.77	60.04	61.24	1224.84	4.90
42	I[49]	94.02	67.38	61.24	1224.84	5.50
43	I[50]	104.26	74.72	61.24	1224.84	6.10
44	I[51]	114.46	82.03	61.24	1224.84	6.70
45	I[52]	124.68	89.36	61.24	1224.84	7.30
46	I[53]	134.88	96.67	61.24	1224.84	7.89
47	I[54]	145.07	103.97	61.24	1224.84	8.49
48	I[55]	155.25	111.27	61.24	1224.84	9.08
49	I[56]	165.42	118.56	61.24	1224.84	9.68
50	I[57]	175.60	125.85	61.24	1224.84	10.27
51	I[58]	185.61	133.03	61.24	1224.84	10.86
52	I[59]	195.76	140.30	61.24	1224.84	11.45
53	I[60]	205.88	147.56	61.24	1224.84	12.05
54	I[61]	215.98	154.79	61.24	1224.84	12.64
55	I[62]	226.07	162.03	61.24	1224.84	13.23
56	I[63]	236.16	169.26	61.24	1224.84	13.82
57	I[64]	246.28	176.50	61.24	1224.84	14.41
58	I[65]	256.11	183.55	61.24	1224.84	14.99
59	I[66]	266.20	190.78	61.24	1224.84	15.58
60	I[67]	276.26	198.00	61.24	1224.84	16.17
61	I[68]	286.34	205.22	61.24	1224.84	16.75
62	I[69]	296.51	212.50	61.24	1224.84	17.35
63	I[70]	306.89	219.95	61.24	1224.84	17.96
64	I[71]	317.83	227.79	61.24	1224.84	18.60
64	J[72]	317.83	227.79	61.24	1224.84	18.60
65	I[74]	-308.02	220.76	61.24	1224.84	18.02
66	I[75]	-299.06	214.34	61.24	1224.84	17.50
67	I[76]	-289.65	207.59	61.24	1224.84	16.95
68	I[77]	-280.02	200.69	61.24	1224.84	16.39
69	I[78]	-270.29	193.72	61.24	1224.84	15.82
70	I[79]	-260.47	186.68	61.24	1224.84	15.24
71	I[80]	-250.56	179.57	61.24	1224.84	14.66
72	I[81]	-241.19	172.86	61.24	1224.84	14.11
73	I[82]	-231.23	165.72	61.24	1224.84	13.53
74	I[83]	-221.33	158.63	61.24	1224.84	12.95
75	I[84]	-211.44	151.54	61.24	1224.84	12.37
76	I[85]	-201.54	144.44	61.24	1224.84	11.79
77	I[86]	-191.61	137.33	61.24	1224.84	11.21
78	I[87]	-181.61	130.16	61.24	1224.84	10.63
79	I[88]	-172.03	123.30	61.24	1224.84	10.07
80	I[89]	-162.01	116.11	61.24	1224.84	9.48
81	I[90]	-152.02	108.95	61.24	1224.84	8.90

82	I[91]	-142.04	101.80	61.24	1224.84	8.31
83	I[92]	-132.06	94.64	61.24	1224.84	7.73
84	I[93]	-122.04	87.47	61.24	1224.84	7.14
85	I[94]	-111.98	80.25	61.24	1224.84	6.55
86	I[95]	-102.21	73.25	61.24	1224.84	5.98
87	I[96]	-92.12	66.02	61.24	1224.84	5.39
88	I[97]	-82.06	58.81	61.24	1224.84	4.80
89	I[98]	-71.99	51.60	61.24	1224.84	4.21
90	I[99]	-61.92	44.38	61.24	1224.84	3.62
91	I[100]	-51.84	37.15	61.24	1224.84	3.03
92	I[101]	-41.72	29.90	61.24	1224.84	2.44
93	I[102]	-32.01	22.94	61.24	1224.84	1.87
94	I[103]	-22.09	15.83	61.24	1224.84	1.29
95	I[104]	-12.56	9.00	61.24	1224.84	0.74
96	I[105]	-6.59	4.72	61.24	1224.84	0.39
97	I[138]	-1.50	1.08	61.24	1224.84	0.09
98	I[106]	7.72	5.53	61.24	1224.84	0.45
99	I[107]	18.52	13.27	61.24	1224.84	1.08
100	I[108]	28.95	20.75	61.24	1224.84	1.69
101	I[109]	39.31	28.17	61.24	1224.84	2.30
102	I[110]	49.54	35.50	61.24	1224.84	2.90
103	I[111]	59.77	42.83	61.24	1224.84	3.50
104	I[112]	70.00	50.17	61.24	1224.84	4.10
105	I[113]	80.23	57.50	61.24	1224.84	4.69
106	I[114]	90.48	64.85	61.24	1224.84	5.29
107	I[115]	100.74	72.20	61.24	1224.84	5.89
108	I[116]	111.04	79.58	61.24	1224.84	6.50
109	I[117]	121.32	86.95	61.24	1224.84	7.10
110	I[118]	131.62	94.33	61.24	1224.84	7.70
111	I[119]	141.93	101.72	61.24	1224.84	8.30
112	I[120]	152.25	109.12	61.24	1224.84	8.91
113	I[121]	162.58	116.52	61.24	1224.84	9.51
114	I[122]	172.90	123.92	61.24	1224.84	10.12
115	I[123]	183.39	131.43	61.24	1224.84	10.73
116	I[124]	193.74	138.85	61.24	1224.84	11.34
117	I[125]	204.12	146.29	61.24	1224.84	11.94
118	I[126]	214.52	153.74	61.24	1224.84	12.55
119	I[127]	224.93	161.20	61.24	1224.84	13.16
120	I[128]	235.34	168.67	61.24	1224.84	13.77
121	I[129]	245.73	176.11	61.24	1224.84	14.38
122	I[130]	256.40	183.76	61.24	1224.84	15.00
123	I[131]	266.80	191.22	61.24	1224.84	15.61
124	I[132]	277.24	198.69	61.24	1224.84	16.22
125	I[133]	287.66	206.16	61.24	1224.84	16.83
126	I[134]	298.00	213.57	61.24	1224.84	17.44
127	I[135]	308.11	220.82	61.24	1224.84	18.03
128	I[136]	317.67	227.67	61.24	1224.84	18.59

128	J[137]	317.67	227.67	61.24	1224.84	18.59
-----	--------	--------	--------	-------	---------	-------

Legenda:

VEd: sforzo di taglio agente sulla sezione composta

vL,Ed: sforzo di taglio longitudinale per unità di lunghezza lungo l'interfaccia acciaio-cl

PRd,ser: resistenza a taglio di progetto del piolo

vRd: resistenza a taglio per unità di lunghezza

La verifica della piolatura risulta soddisfatta in ogni sezione.

4.3 Dettaglio verifiche sezioni significative

Di seguito si riporta il dettaglio delle verifiche riferite alle sezioni di appoggio spalla e della mezzeria della campata.

4.3.1 Appoggio spalla

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_c for concrete	1.50	γ_v for headed stud	1.25
γ_s for reinforcing steel	1.15	γ_{Ft} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \quad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

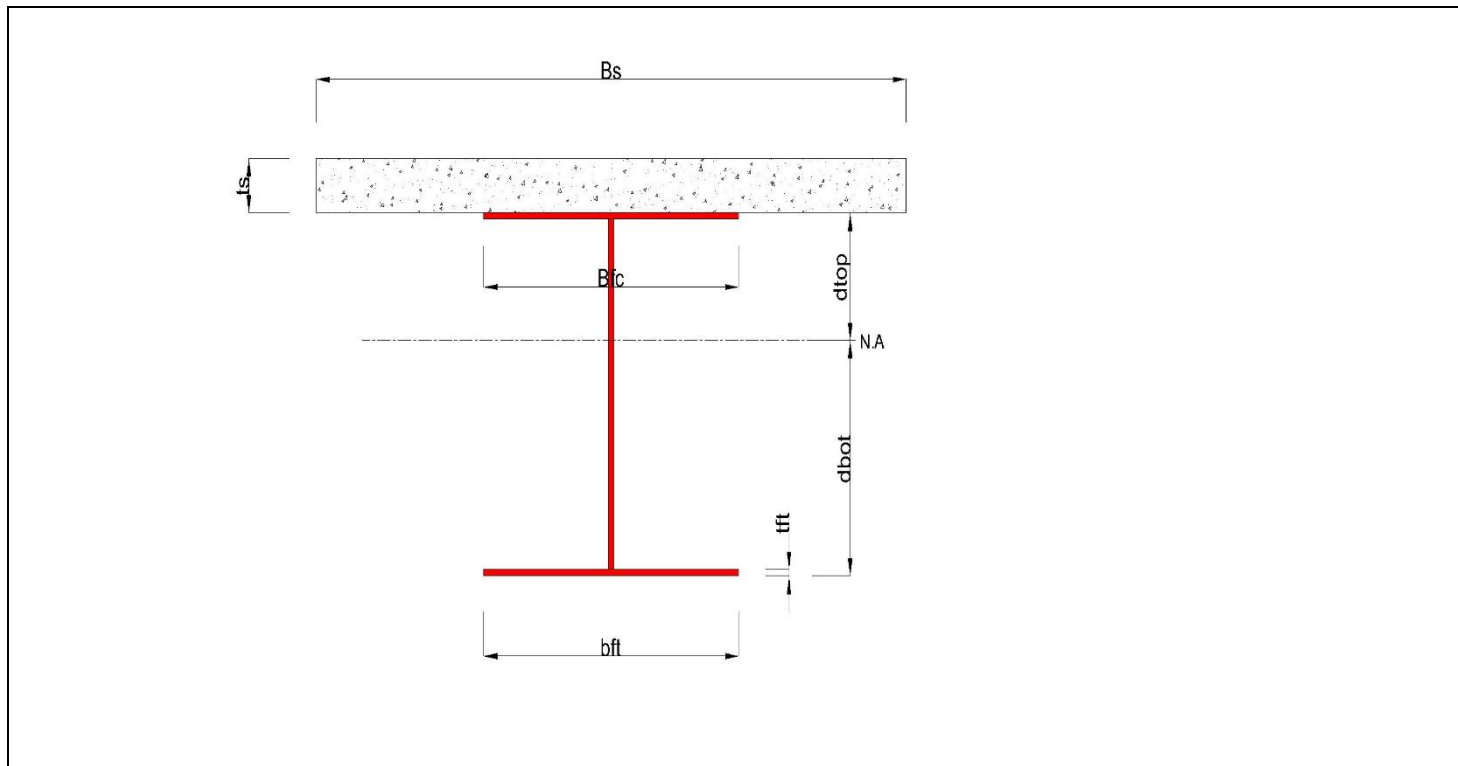
■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \quad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B _c	2500.000	mm	t _c	140.000	mm	H _h	60.000	mm
----------------	----------	----	----------------	---------	----	----------------	--------	----

Girder

H _w	1180.000	mm	B ₁	500.000	mm	B ₂	500.000	mm
t _w	16.000	mm	t _{f1}	30.000	mm	t _{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

A _a	53880.000	mm ²
I _{y,a}	14945628319.970	mm ⁴
I _{z,a}	729569440.000	mm ⁴
C _{y,a}	250.000	mm
C _{z,a}	572.001	mm

After

A _c	110675.040	mm ²
I _{y,c}	33089766188.114	mm ⁴
I _{z,c}	30310319275.159	mm ⁴
C _{y,c}	250.000	mm
C _{z,c}	986.641	mm

Crack

A _c	56818.000	mm ²
I _{y,c}	16688872334.737	mm ⁴
I _{z,c}	2364073104.777	mm ⁴
C _{y,c}	250.000	mm
C _{z,c}	612.877	mm

2 Bending Resistance

2.1 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU Vento 1

$N_{a,Ed}$	0.010	kN
$N_{c,Ed}$	-21.806	kN
$M_{a,Ed}$	-0.008	kN · m
$M_{c,Ed}$	-44.704	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y1	-250.000	mm	z1	637.123	mm	σ_1	0.193	MPa
	y2	-8.000	mm	z2	637.123	mm	σ_2	1.287	MPa
Right	y1	250.000	mm	z1	637.123	mm	σ_1	2.454	MPa
	y2	8.000	mm	z2	637.123	mm	σ_2	1.360	MPa

Bottom Flange

Left	y1	-250.000	mm	z1	-612.877	mm	σ_1	-3.156	MPa
	y2	-8.000	mm	z2	-612.877	mm	σ_2	-2.062	MPa
Right	y1	250.000	mm	z1	-612.877	mm	σ_1	-0.895	MPa
	y2	8.000	mm	z2	-612.877	mm	σ_2	-1.989	MPa

Web

Right	y1	0.000	mm	z1	607.123	mm	σ_1	1.243	MPa
	y2	0.000	mm	z2	-572.877	mm	σ_2	-1.918	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	2
Bottom flange	1
Section	2

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 580.012 mm

N_{slab} = 0.000 kN

N_{rebar} = 1149.652 kN

$N_{g,top}$ = 8533.460 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 9683.112 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 9904.636 kN · m

M_{Rd} = $M_{pl,Rd}$ = 9904.636 kN · m

M_{Rd} = 9904.636 kN · m > M_{Ed} = -44.712 kN · m ...OK

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU 3-13

N_{Ed} = -18.665 kN

$$\begin{aligned} M_{a,Ed} &= -0.008 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{c,Ed} &= -34.750 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed,a} &= -363.861 \text{ kN} \\ V_{Ed,c} &= -443.098 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= -806.959 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 34.759 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{Ed,t} &= 34.759 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{Ed,b} &= 34.758 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Stress

Top Flange

Left	y1	-250.000	mm	z1	637.123	mm	σ_1	0.373	MPa
	y2	-8.000	mm	z2	637.123	mm	σ_2	0.979	MPa
Right	y1	250.000	mm	z1	637.123	mm	σ_1	1.624	MPa
	y2	8.000	mm	z2	637.123	mm	σ_2	1.019	MPa

Bottom Flange

Left	y1	-250.000	mm	z1	-612.877	mm	σ_1	-2.231	MPa
	y2	-8.000	mm	z2	-612.877	mm	σ_2	-1.625	MPa
Right	y1	250.000	mm	z1	-612.877	mm	σ_1	-0.979	MPa
	y2	8.000	mm	z2	-612.877	mm	σ_2	-1.585	MPa

Web

Right	y1	0.000	mm	z1	607.123	mm	σ_1	0.936	MPa
	y2	0.000	mm	z2	-572.877	mm	σ_2	-1.521	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	2
Bottom flange	1
Section	2

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 580.012 mm

$N_{slab} = 0.000$ kN

$N_{g,top} = 8533.460$ kN

$N_{g,bot} = 9683.112$ kN

$M_{pl,Rd} = 9904.636$ kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau}}) = 1.007$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 0.824$ $0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2900.003 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 2900.003 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -806.959 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.278 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd0} = 7715.579 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd0}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.998$$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 7703.409 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 146.971 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 7703.409 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 34.759 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 988.114$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.265 < 1.0$$

... OK

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU 3-13

$N_{c,el}$	=	0.000 kN
$N_{c,f}$	=	0.000 kN
M_{Ed}	=	-34.758 kN · m
V_{Ed}	=	-443.098 kN
$M_{pl,Rd}$	=	9904.636 kN · m
$M_{el,Rd}$	=	8403.323 kN · m

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 81.656 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 91.363 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 81.656 \text{ kN}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$ for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 4

$d = 19.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 125.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 317.565 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num./Space} = 1633.126 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \quad \text{OK}$$

5 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : SLE Rara 2

$$\sigma_{Ed,ser} = 2.084 \text{ MPa} \quad (\text{Bottom-left fiber in the flange})$$

$$T_{Ed,ser} = 31.621 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\sigma_{Ed,ser} < f_y / \gamma_{M,ser}$$

$$2.084 \text{ MPa} < 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$T_{Ed,ser} < f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$$

$$31.621 \text{ MPa} < 204.959 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)} < f_y / \gamma_{M,ser}$$

$$54.809 \text{ MPa} < 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{OK}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : SLE Rara 1

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$$

$$0.000 \text{ MPa} < 21.000 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{OK}$$

- In the reinforcement

Load combination name : SLE Rara 2

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$$

$$5.234 \text{ MPa} < 360.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

6 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : SLE Rara 1

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 81.656 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 91.363 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 81.656 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 61.242 \text{ kN}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$ for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 4

$d = 19.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 125.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.750$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 234.701 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1224.844 \text{ kN/m}$$

VL,Ed < VL,Rd ... OK

4.3.2 Mezzeria campata centrale

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_c for concrete	1.50	γ_v for headed stud	1.25
γ_s for reinforcing steel	1.15	γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \quad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

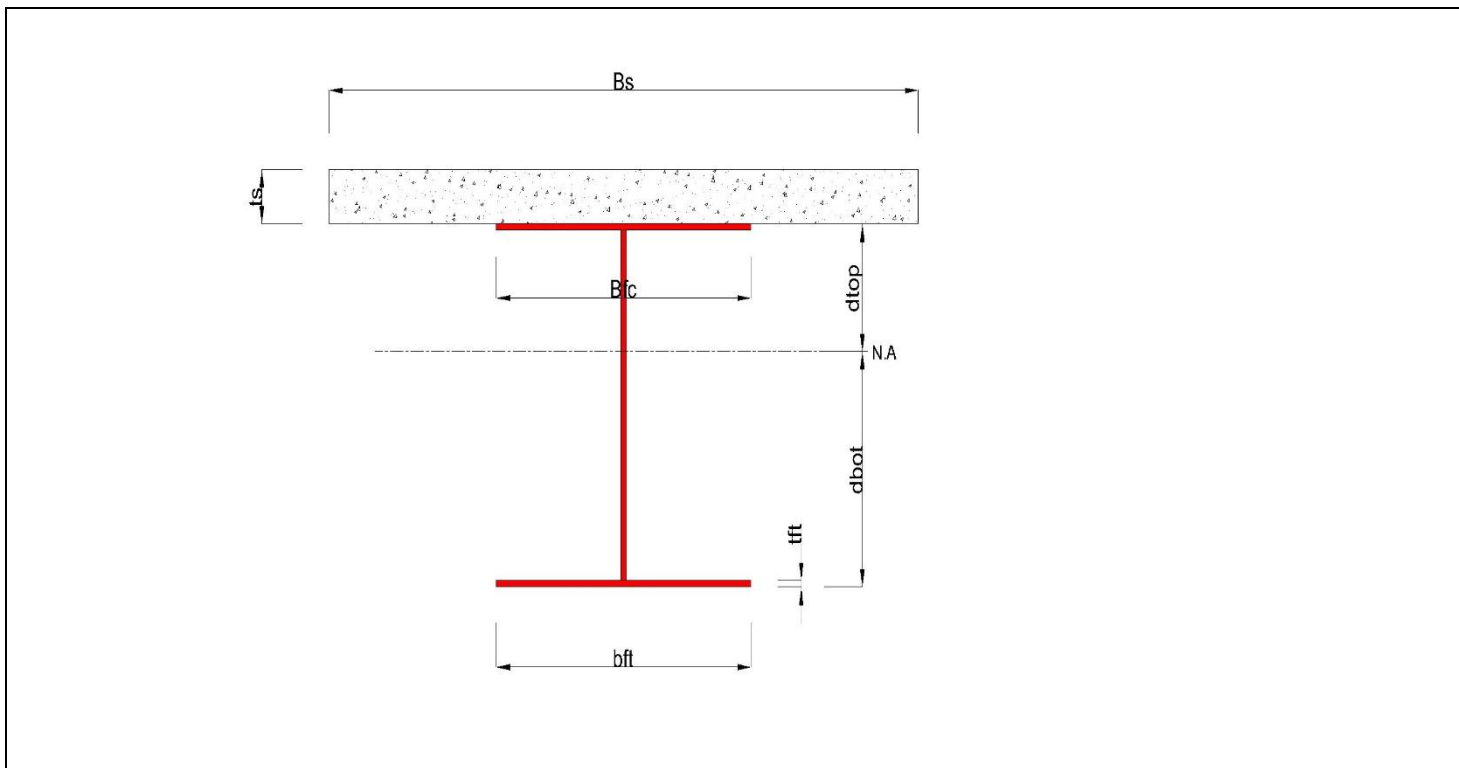
■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \quad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	2500.000	mm	t_c	140.000	mm	H_h	60.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	--------	----

Girder

H_w	1180.000	mm	B_1	500.000	mm	B_2	500.000	mm
t_w	16.000	mm	t_{f1}	30.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	53880.000	mm ²
$I_{y,a}$	14945628319.970	mm ⁴
$I_{z,a}$	729569440.000	mm ⁴
$C_{y,a}$	250.000	mm
$C_{z,a}$	572.001	mm

After

$A_{,c}$	110675.040	mm ²
$I_{y,c}$	33089766188.114	mm ⁴
$I_{z,c}$	30310319275.159	mm ⁴
$C_{y,c}$	250.000	mm
$C_{z,c}$	986.641	mm

Crack

$A_{,c}$	56818.000	mm ²
$I_{y,c}$	16688872334.737	mm ⁴
$I_{z,c}$	2364073104.777	mm ⁴
$C_{y,c}$	250.000	mm
$C_{z,c}$	612.877	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU 3-13

$N_{a,Ed}$	0.292	kN
$N_{c,Ed}$	-94.410	kN
$M_{a,Ed}$	2901.011	kN · m

M _{c,Ed}	3441.530	kN · m
-------------------	----------	--------

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-250.000	mm	Z ₁	263.359	mm	σ ₁	-159.125	MPa
	y ₂	-8.000	mm	Z ₂	263.359	mm	σ ₂	-159.818	MPa
Right	y ₁	250.000	mm	Z ₁	263.359	mm	σ ₁	-160.557	MPa
	y ₂	8.000	mm	Z ₂	263.359	mm	σ ₂	-159.864	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-250.000	mm	Z ₁	-986.641	mm	σ ₁	213.512	MPa
	y ₂	-8.000	mm	Z ₂	-986.641	mm	σ ₂	212.820	MPa
Right	y ₁	250.000	mm	Z ₁	-986.641	mm	σ ₁	212.081	MPa
	y ₂	8.000	mm	Z ₂	-986.641	mm	σ ₂	212.774	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	Z ₁	233.359	mm	σ ₁	-150.898	MPa
	y ₂	0.000	mm	Z ₂	-946.641	mm	σ ₂	200.872	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1

Section	1
---------	---

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1115.365 mm

N_{slab} = 6941.667 kN

$N_{g,top}$ = 5637.452 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 12579.119 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 13007.909 kN · m

X_{pl} = 334.635 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 13007.909 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 13007.909 kN · m > M_{Ed} = 6342.540 kN · m ...OK

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU Vento 1

N_{Ed} = -164.124 kN

$M_{a,Ed}$ = 2901.011 kN · m

$M_{c,Ed}$ = 1770.891 kN · m

$V_{Ed,a}$ = 2.109 kN

$V_{Ed,c}$ = -0.587 kN

V_{Ed} = 1.522 kN

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 18306.120 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 18306.120 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 5494.518 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	y1	-250.000	mm	Z1	263.359	mm	σ_1	-146.195	MPa
	y2	-8.000	mm	Z2	263.359	mm	σ_2	-147.143	MPa
Right	y1	250.000	mm	Z1	263.359	mm	σ_1	-148.154	MPa
	y2	8.000	mm	Z2	263.359	mm	σ_2	-147.206	MPa

Bottom Flange

Left	y1	-250.000	mm	Z1	-986.641	mm	σ_1	163.333	MPa
	y2	-8.000	mm	Z2	-986.641	mm	σ_2	162.384	MPa
Right	y1	250.000	mm	Z1	-986.641	mm	σ_1	161.374	MPa
	y2	8.000	mm	Z2	-986.641	mm	σ_2	162.322	MPa

Web

Right	y1	0.000	mm	Z1	233.359	mm	σ_1	-139.746	MPa
	y2	0.000	mm	Z2	-946.641	mm	σ_2	152.448	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
------	-------

Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1115.365 mm

$N_{slab} = 6941.667$ kN

$N_{g,top} = 5637.452$ kN

$N_{g,bot} = 12579.119$ kN

$M_{pl,Rd} = 13007.909$ kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau}}) = 1.007$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 0.824$ $0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2900.003$ kN

$V_{Rd} = 2900.003$ kN

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 1.522$ kN

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.001 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd0} = 9260.244 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd0}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.986$$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 9131.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 9131.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 18306.120 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i) W)$$

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 988.114$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.001 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU 3-9

$$\begin{aligned}
 N_{c,el} &= 5129.938 \text{ kN} \\
 N_{c,f} &= 6941.667 \text{ kN} \\
 M_{Ed} &= 6334.426 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{Ed} &= -2.384 \text{ kN} \\
 M_{pl,Rd} &= 13007.909 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{el,Rd} &= 10516.351 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
 P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 81.656 \text{ kN} \\
 P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 91.363 \text{ kN} \\
 P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 81.656 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$ for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 4

$d = 19.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 125.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

- Verification

$$\begin{aligned}
 V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 1.709 \text{ kN/m} \\
 V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1633.126 \text{ kN/m} \\
 V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}
 \end{aligned}$$

5 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : SLE Rara 1

$\sigma_{Ed,ser}$ = -158.115 MPa (Bottom-left fiber in the flange)

$T_{Ed,ser}$ = 0.057 MPa (Neutral axis in the web)

$\sigma_{Ed,ser}$ < $f_y / \gamma_{M,ser}$
 -158.115 MPa < 355.000 MPa ... OK

$T_{Ed,ser}$ < $f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$
 0.057 MPa < 204.959 MPa ... OK

$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)}$ < $f_y / \gamma_{M,ser}$
 158.115 MPa < 355.000 MPa ... OK

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : SLE Rara 1

$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$
 6.102 MPa < 21.000 MPa ... OK

- In the reinforcement

Load combination name : SLE Rara 1

$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$
 -32.998 MPa

Rebar is under compression. No need to check.

6 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : SLE Rara 1

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 81.656 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 91.363 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 81.656 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 61.242 \text{ kN}$$

where, $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$ for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 4

$d = 19.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 125.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.750$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 1.076 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1224.844 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

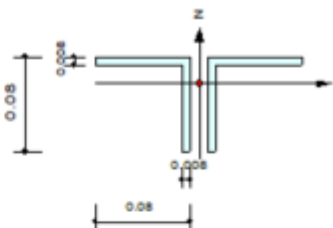
4.4 Verifica traversi intermedi

Le verifiche sono state effettuate direttamente con il software Midas Civil.

Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche in modo sintetico (verifica a sforzo assiale, verifica a flessione, verifica a taglio, verifica di instabilità) dell'elemento più sollecitato.

1. Design Information

Design Code : Eurocode3-2:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 129
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : Diagonali (No:5)
 (Rolled : Diagonali).
 Member Length : 1.25000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -96.145 (LCB: 17, POS:I)
 Bending Moments My = 0.47739, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.47739, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.47739, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)
 Fzz = 0.54300 (LCB: 17, POS:J)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.08000	Flg Thick	0.00800
BTB Spacing	0.01400		
Area	0.00243	Asz	0.00107
Oyb	0.00163	Ozb	0.00320
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.08700	Zbar	0.08705
Wely	0.00003	Welz	0.00004
ry	0.02462	rz	0.03877

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.50000, Lz = 2.50000, Lb = 2.50000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 96.145/295.823 = 0.325 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.47739/8.73849 = 0.055 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/12.1554 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{oom} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M0}), R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny})/M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz})/M_{z,Rd}$$

$$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{ly} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{b_LT1} = k_{yy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{l_LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{lz} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{b_LT2} = k_{zy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{l_LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{oom} + R_{bend}, \text{MAX}(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.387 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.002 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

4.5 Fessurazione soletta in c.a.

4.5.1 Generalità

La verifica a fessurazione viene effettuata per via indiretta con riferimento ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura, come definito nella circolare applicativa di NTC2018 nel capitolo 4.1.2.2.4.

Questo metodo risulta cautelativo, come definito in EN 1994-2 cap. 7.4.1 (3), in cui la limitazione dell'apertura della fessura può essere raggiunta garantendo il soddisfacimento di prescrizioni sull'armatura della soletta.

Si determina la condizione ambientale in funzione della classe di esposizione, come mostrato nella seguente tabella.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

L'apertura limite della fessura viene ottenuta in funzione della condizione ambientale e del tipo di armatura, come mostrato nella seguente tabella.

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Le aperture limite della fessura assumono i seguenti valori:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

La condizione ambientale considerata è quella molto aggressiva, essendo la classe di esposizione della soletta dell'impalcato pari a XF4. Per cui la verifica a fessurazione verrà effettuata in combinazione frequente ed in combinazione quasi permanente, utilizzando un valore limite dell'apertura della fessura pari a $w_1 = 0.2 \text{ mm}$.

Viene determinato il diametro massimo e la spaziatura massima delle barre tramite le seguenti tabelle, in funzione della tensione presente nell'acciaio nella combinazione frequente e quasi permanente.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

4.5.2 Riepilogo verifica a fessurazione

Verifica Fessurazione										
	Frequente					Quasi Permanente				
	Tensione Armatura Superiore	Diametro massimo Barre	Diametro Barre	Spaziatura massima Barre	Spaziatura Barre	Tensione Armatura Superiore	Diametro massimo Barre	Diametro Barre	Spaziatura massima Barre	Spaziatura Barre
	σ'_s N/mm ²	ϕ_{max} mm	ϕ mm	s_{max} mm	s mm	σ'_s N/mm ²	ϕ_{max} mm	ϕ mm	s_{max} mm	s mm
1	0.2	25	12	200	200					
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										
30										
31										
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										
41										
42										
43										
44										

45										
46										
47										
48										
49										
50										
51										
52										
53										
54										
55										
56										
57										
58										
59										
60										
61										
62										
63										
64										
65										
66										
67										
68										
69										
70										
71										
72										
73										
74										
75										
76										
77										
78										
79										
80										
81										
82										
83										
84										
85										
86										
87										
88										
89										
90										
91										
92										
93										
94										
95										
96										
97										
98										
99										
100										
101										
102										
103										
104										
105										
106										
107										
108										
109										
110										
111										
112										

113										
114										
115										
116										
117										
118										
119										
120										
121										
122										
123										
124										
125										
126										
127										
128										

Tutte le sezioni tranne una sono soggette a momenti flettente positivo, per cui le barre di armatura presenti all'interno della soletta non risultano tese. La verifica a fessurazione risulta comunque soddisfatta anche nell'unica sezione soggetta a momento negativo.

4.6 Verifiche di deformabilità

Nel presente paragrafo viene effettuata la verifica a deformabilità delle travi principali sotto l'azione dei carichi da traffico.

Di seguito si riporta la deformata della trave principale sotto l'azione del carico da traffico.



La verifica a deformabilità viene effettuata considerando un valore limite di spostamento dovuto ai soli carichi accidentali pari a $L/500$.

La verifica a deformabilità della campata centrale risulta soddisfatta in quanto:

- luce $L = 31.5$ m
- spostamento limite $= L/500 = 31.5 \times 1000/500 = 63$ mm
- spostamento dovuto a carichi viaggianti $= 19$ mm

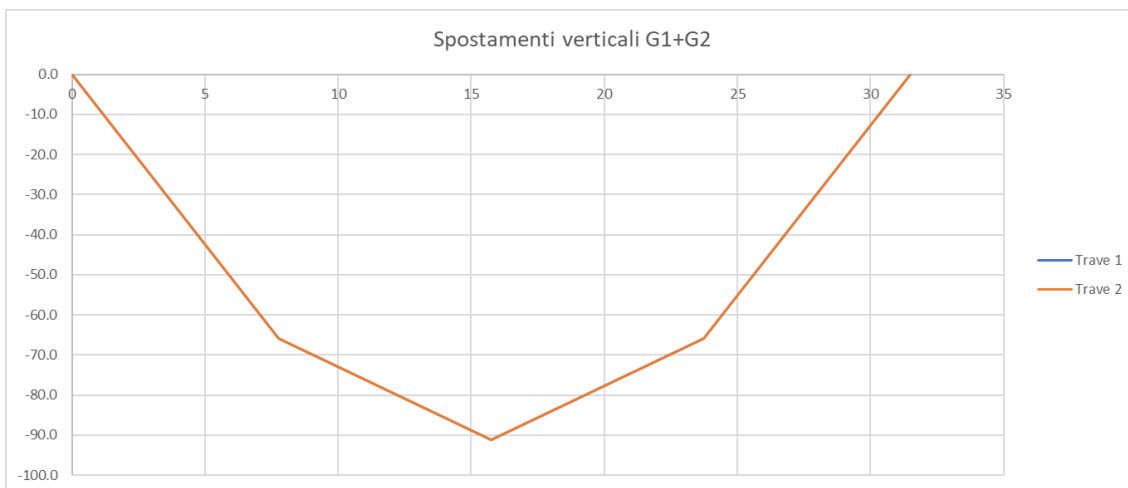
4.7 Contromonte di progetto

La controfrecchia da assegnare all'impalcato nella fase di montaggio è stata calcolata in modo da recuperare il 100% degli abbassamenti dovuti ai carichi permanenti, sommato il 20% degli abbassamenti dovuti al carico da traffico.

Di seguito si riportano i valori di spostamento espressi in millimetri dovuti ai carichi permanenti G1 + G2 e al carico da traffico.

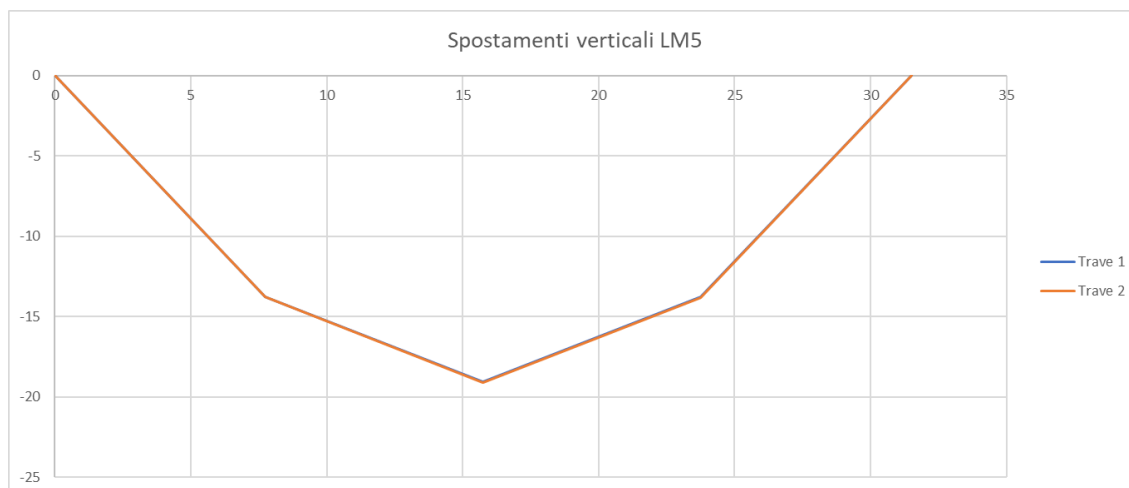
- carichi permanenti G1 + G2

Spostamento G1+G2 (mm)		
Sezione	Trave 1	Trave 2
1-2	-66.6	-66.5
2-3	-92.2	-92.2
3-4	-66.5	-66.6



- carichi da traffico LM5

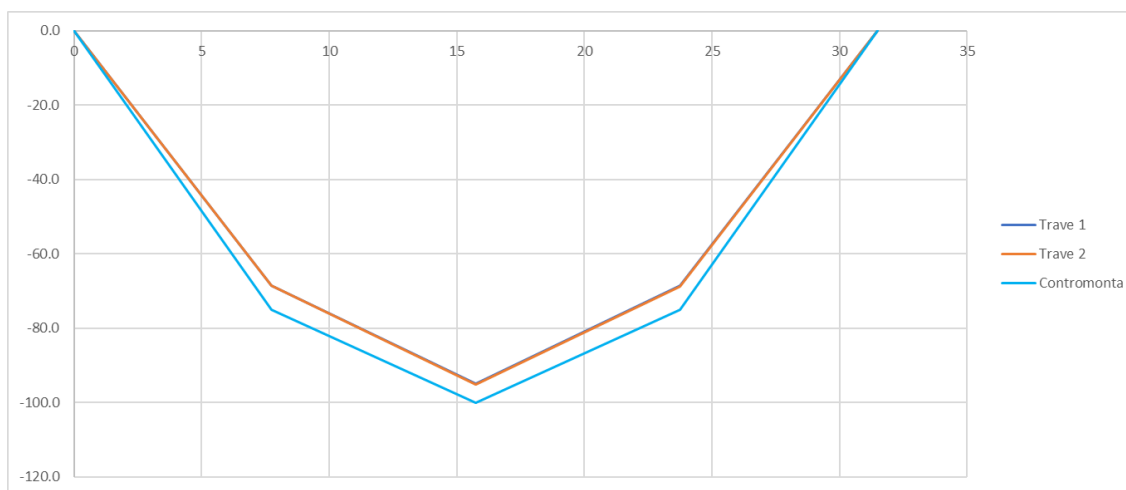
Spostamento LM5 (mm)		
Sezione	Trave 1	Trave 2
1-2	-13.8	-13.8
2-3	-19.1	-19.1
3-4	-13.8	-13.8



Le contromonte sono assegnate di egual valore per le due travi in corrispondenza dei giunti delle travi principali e sono mostrate nella seguente tabella:

Contromonta (mm)	
Sezione	Trave
1-2	75.0
2-3	100.0
3-4	75.0

Il grafico seguente mette a confronto cedimenti e contromonte assegnate:



4.8 Verifica del confort

Al fine di evitare fenomeni di risonanza causati dalle vibrazioni prodotte dal passaggio della folla sulla passerella, sono stati esaminati i modi propri di vibrare della struttura.

Il controllo viene effettuato confrontando le frequenze proprie di vibrazione della struttura con le frequenze caratteristiche e tipiche della presenza di folla sulla passerella.

Le specifiche relative ai criteri di confort sono contenute in EN1990 cap. A2.4.3.2 e prescrivono le seguenti indicazioni:

- la verifica del confort deve essere effettuata se le frequenze fondamentali dell'impalcato sono minori di 5 Hz per vibrazioni verticali e 2.5 Hz per vibrazioni orizzontali e torsionali;
- i criteri di confort sono definiti in termini di massime accelerazioni accettabili. L'accelerazione massima accettabile per vibrazioni verticali risulta pari a 0.7 m/s² e per vibrazioni orizzontali pari a 0.2 m/s².

Considerando i risultati relativi all'analisi modale presente al cap. 3.3 della presente relazione, si constata che la frequenza del primo modo di vibrare verticale risulta pari a 2.395 Hz e la frequenza del primo modo di vibrare orizzontale risulta pari a 3.845 Hz. Pertanto, in direzione orizzontale la verifica risulta già soddisfatta ed in direzione verticale risulta necessario calcolare l'accelerazione dovuta al passaggio dei pedoni.

Il calcolo dell'accelerazione verticale è stato effettuato con il metodo proposto dalle linee guida Setrà, considerando una densità di pedoni sulla passerella pari a 0.5 ped/m², valore consigliato per passerelle soggette ad un afflusso standard di pedoni ed in alcuni casi da numerosi gruppi di persone, e un coefficiente di smorzamento ξ pari a 0.6%, valore consigliato per passerelle pedonali in struttura mista. Di seguito viene riportata la verifica.

Ponte	Lunghezza	31.5	m
	Larghezza	4	m
	densità lineare	5568	kg/m
	Inerzia	0.0864	m ⁴
	E	1.537E+11	N/m ²

Pedoni	classe	III	
	densità pedoni/m ²	0.5	
	numero pedoni	63	
	massa pedone	70	kg
	tot massa pedoni	4410.0	kg
	densità lineare pedoni	140	kg/m

Dinamica	Passerella scarica		
	1° Periodo struttura	0.409	sec
	1° Frequenza struttura	2.44	Hz

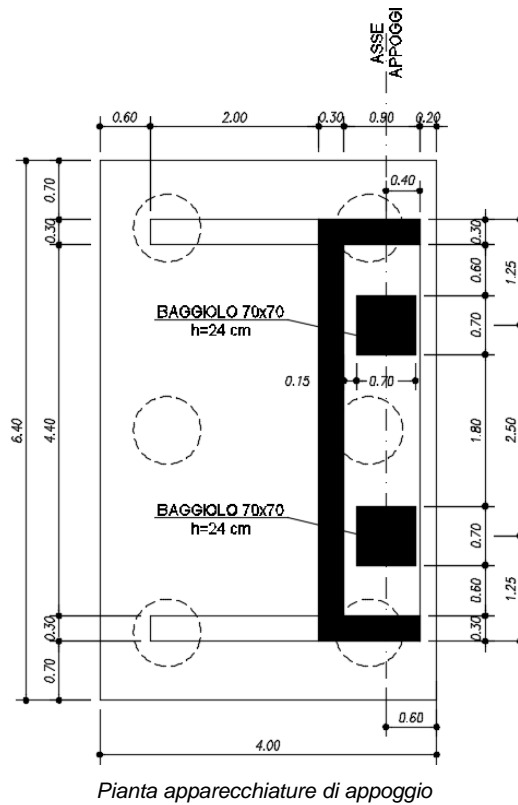
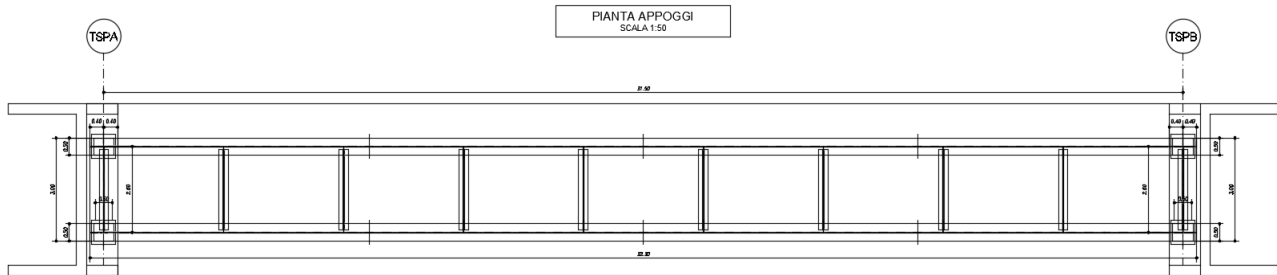
Passerella carica		
densità lineare totale	5708	kg/m
1° Periodo struttura	0.414	sec
1° Frequenza struttura	2.41	Hz
ψ	0.371	
ξ	0.006	
$A_{cc,max}$	0.41	m/s ²

Pertanto, la verifica del confort risulta soddisfatta in qualsiasi direzione.

5. Apparecchiature di appoggio

5.1 Generalità

Lo schema appoggi prevede la presenza di apparecchiature di appoggio ad elastomero armato, come mostrato in figura.



5.2 Portate appoggi

Di seguito si riassumono le sollecitazioni massime riscontrate sugli appoggi, per ciascuna combinazione di carico. I valori risultano espressi in kN.

Portate apparecchiature di appoggio (kN) - Valori massimi

SLU			SLE Rara			SLE Frequente			SLE Q-Permanente			SLV		
F _{h,max}	F _{z,max}	F _{z,min}	F _{h,max}	F _{z,max}	F _{z,min}	F _{h,max}	F _{z,max}	F _{z,min}	F _{h,max}	F _{z,max}	F _{z,min}	F _{h,max}	F _{z,max}	F _{z,min}
86.4	841.9	385.5	57.5	621.2	402.4	11.9	447.8	429.4	0.9	441	436.1	230.7	483.6	393.6

6. Azioni per la verifica delle spalle

Si riportano nelle successive tabelle le reazioni riferite al nodo baricentrico dell'estradosso del piano di posa dei baggioli e al sistema di riferimento dell'impalcato. Tali reazioni risultano essere già fattorizzate secondo i coefficienti di combinazione illustrati al paragrafo 2.8 della presente relazione.

Combinazioni statiche			
Load	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
SLU STR Folla	189.41	48.36	1609.43
SLU STR Vento	189.32	80.06	1184.18
SLU GEO Folla	157.83	41.88	1239.42
SLU GEO Vento	157.75	69.35	877.17
SLE Rara Folla	157.86	32.25	1192.17
SLE Rara Vento	157.80	53.37	877.17
SLE Frequente	157.92	10.73	877.17
SLE Q-Permanente	131.64	0.07	877.17

Combinazioni sismiche			
Load	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
X + 0.3 Y + 0.3 Z	703.47	66.11	851.65
X + 0.3 Y - 0.3 Z	703.47	66.11	902.69
0.3 X + Y + 0.3 Z	395.30	220.20	851.65
0.3 X + Y - 0.3 Z	395.30	220.20	902.69
0.3 X + 0.3 Y + Z	395.30	66.11	792.10
0.3 X + 0.3 Y - Z	395.30	66.11	962.24

7. Analisi e verifica delle spalle

7.1 Modello strutturale

L'analisi delle spalle è stata eseguita attraverso un unico modello spaziale comprensivo di struttura in elevazione e fondazioni e terreno in fondazione, in modo da analizzare efficacemente il comportamento tridimensionale della struttura.

Per entrambe le spalle, si è fatto riferimento agli stessi modelli, in quanto entrambe le spalle sono realizzate mediante una fondazione su pali.

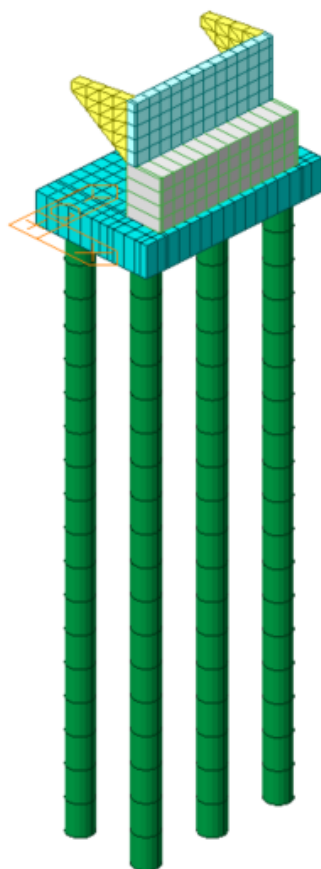
La struttura delle spalle, costituita da pareti e piastre in c.a., è stata discretizzata attraverso elementi "plate", aventi una dimensione massima di 0.5 m.

Le azioni provenienti dall'impalcato sono state applicate al modello in corrispondenza di ciascun appoggio.

Per entrambe le spalle sono stati utilizzati due differenti modelli: uno per le verifiche strutturali e uno per la valutazione delle azioni per le verifiche geotecniche. Il modello per le verifiche strutturali risulta vincolato al terreno mediante molle distribuite lungo lo sviluppo dei pali. La rigidità delle molle non è costante e perciò l'analisi risulta non lineare.

Il modello per la valutazione delle azioni per le verifiche geotecniche è stato vincolato tramite un solo incastro posizionato nel baricentro della platea di fondazione.

Di seguito sono riportate le figure dei modelli utilizzati.



Modello Spalla

7.2 Metodologia di verifica spalle

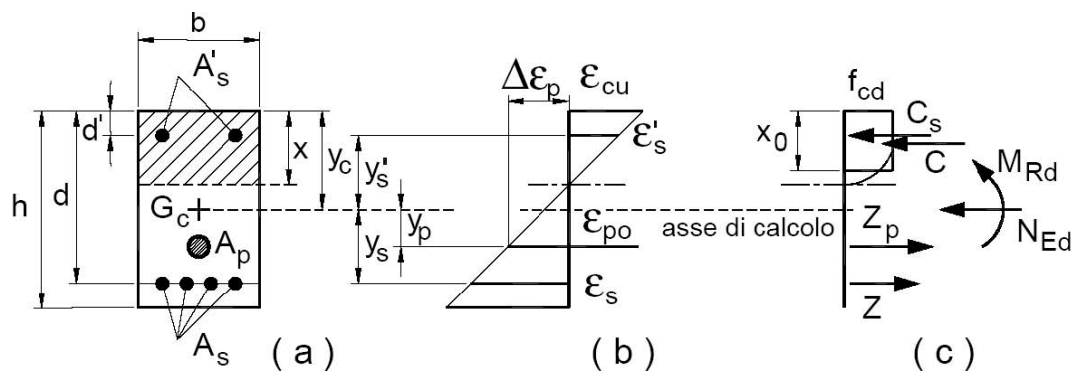
Le verifiche vengono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

Con riferimento alle spalle vengono effettuate le seguenti verifiche di:

- verifiche di resistenza a flessione e a taglio
- verifica a fessurazione

7.2.1 Resistenza a flessione sezioni in CA

Con riferimento alla sezione pressoinflessa rappresentata in figura, la resistenza a flessione si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli descritti al punto 4.1.2.1.2 delle NTC18.



La verifica risulta soddisfatta quando il momento sollecitante risulta inferiore a quello resistente:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

7.2.2 Resistenza a taglio sezioni in CA

La resistenza di elementi senza armatura specifica per il taglio è data da:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{st} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{ba} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{ba} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi con armatura specifica per il taglio, la resistenza è data da:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

in cui:

- $V_{Rd,s}$ rappresenta la resistenza a taglio offerta dalle staffe, pari a:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

- $V_{Rd,c}$ rappresenta la resistenza a taglio offerta dalle bielle di calcestruzzo compresse

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

con

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

1 + σ_{cp}/f_{cd} per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$

1,25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

2,5 (1 - σ_{cp}/f_{cd}) per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

7.2.3 Verifica a fessurazione sezioni in CA

Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato svolto in accordo con le indicazioni fornite nell'EC2, in cui viene fornita la seguente relazione:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:

- $s_{r,max}$: distanza massima fra le fessure;
- ε_{sm} : deformazione media nell'armatura sotto la combinazione di carico pertinente;
- ε_{cm} : deformazione media del calcestruzzo tra le fessure.

Il termine tra parentesi è ottenuto come:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- σ_s : tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- α_e : rapporto E_s/E_{cm}
- $f_{ct,eff}$: valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo (f_{ctm})
- $\rho_{p,eff}$: $(A_s)/A_{c,eff}$
- $A_{c,eff}$: area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
- $h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2} \right\}$

- k_t : fattore dipendente dalla durata dei carichi, pari a 0,4 per carichi di lunga durata e a 0,6 per carichi di breve durata

La distanza massima tra le fessure è invece ricavata tramite la seguente espressione:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff}$$

dove:

- Φ : diametro delle barre,
- c : ricoprimento dell'armatura longitudinale,
- k_1 : coefficiente pari a 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
- k_3 : si raccomanda il valore di 3,4;
- k_4 : si raccomanda il valore di 0,425.

I valori limite da rispettare sono riportati nella seguente tabella:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

dove:

$w_1 = 0.2$ mm

$w_2 = 0.3$ mm

$w_3 = 0.4$ mm.

La classe di esposizione viene valutata come mostrato nella seguente tabella:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Per le elevazioni delle spalle, la classe di esposizione risulta XF2 e le condizioni ambientali risultano aggressive. Per cui è necessario effettuare la verifica nelle seguenti combinazioni:

- nella combinazione frequente $w < w_2$
- nella combinazione quasi permanente $w < w_1$

7.3 Azioni sulle spalle

Di seguito si riporta la descrizione dei vari contributi di carico presi in esame ai fini dell'analisi globale della spalla. Si sottolinea come tutti i contributi siano stati valutati in modo da massimizzare le azioni verticali e le azioni orizzontali longitudinali da monte verso valle.

7.3.1 Pesì Propri

Il peso dei vari elementi strutturali è stato conteggiato direttamente dal software di calcolo con riferimento ad un peso specifico di 25 kN/m³.

7.3.2 Spinta delle terre a monte delle spalle

La spinta delle terre, con riferimento alle indicazioni delle NTC, è stata valutata con metodi tradizionali dell'equilibrio limite. Il terreno spingente viene assunto con le seguenti caratteristiche:

peso del volume di terreno γ 19 kN/m³

angolo di attrito del terreno φ 35°

La spinta delle terre nella spalla è stata valutata in condizioni di spinta a riposo, assumendo:

$$K_0 = 1 - \tan \varphi = 0.426$$

7.3.3 Sovraccarico accidentale a tergo spalla

Per le analisi di stabilità globali e per la verifica degli elementi principali si considera un carico verticale agente sul terrapieno retrostante la spalla pari a:

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

7.3.4 Spinta del sovraccarico sul terrapieno

La spinta del sovraccarico sul terrapieno viene valutata come un carico uniformemente distribuito agente sulle elevazioni. Coerentemente con la spinta delle terre, viene considerata la condizione di spinta a riposo.

$$q_1 = 5 \times 0.426 = 2.13 \text{ kN/m}^2$$

7.3.5 Effetti inerziali sisma

Il calcolo dei parametri sismici è definito al capitolo 2.7 della presente relazione.

Per la determinazione delle azioni sismiche si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti utilizzando i metodi pseudo statici di cui al paragrafo 7.11.6.2.1 di NTC2018.

Verranno considerate le seguenti azioni in campo dinamico:

forze di inerzia orizzontali corpo spalla:

$$F_{sp,ih} = k_h \times W_{sp}$$

forze di inerzia verticali corpo spalla:

$$F_{sp,iv} = k_v \times W_{sp}$$

forze di inerzia verticali del terreno imbarcato:

$$F_{t,iv} = k_v \times W_{sp}$$

forze di inerzia orizzontali del terreno imbarcato:

$$F_{t,ih} = k_h \times W_t$$

dove:

W_{sp} = peso del corpo spalla.

W_{sp} = peso del terreno imbarcato

k_h = coeff. sismico orizzontale

k_v = coeff. sismico verticale

I valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale allo SLV sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$K_h = \beta_m \times a_{max} / g$$

$$K_v = \pm 0.5 \times K_h$$

$$a_{max} = S \times a_g = 0.251g$$

Il valore del coefficiente β_m è stato assunto unitario, ipotizzando quindi a favore di sicurezza uno spostamento relativo rispetto al terreno nullo. Pertanto, si avrà:

$$K_h = \beta_m \times a_{max} / g = 1 \times 0.140 = 0.251$$

$$K_v = \pm 0.5 \times K_h = \pm 0.5 \times 0.140 = \pm 0.126$$

Gli effetti inerziali della struttura sono presi in considerazione in modo automatico dal software di calcolo.

Il volume complessivo del terreno imbarcato risulta pari a 45.0 m³. Moltiplicando tale volume per la massa volumica del terreno considerato e per l'accelerazione sismica considerata si ottiene la spinta inerziale del terreno imbarcato che vale:

$$S = 45 \times 19 \times 0.251 = 214.6 \text{ kN.}$$

$$S = 45 \times 19 \times 0.126 = 107.3 \text{ kN.}$$

Distribuendo uniformemente tale spinta sul paramento anteriore la pressione agente in direzione longitudinale vale:

$$q_x = 214.6 / (5 \times 3.46) = 12.4 \text{ kN/m}^2$$

Distribuendo uniformemente la spinta inerziale sulla platea di fondazione la pressione agente in direzione verticale vale:

$$q_z = 107.3 / (5 \times 2.6) = 8.3 \text{ kN/m}^2$$

7.3.6 Incremento di spinta delle terre in fase sismica

La valutazione dell'incremento di spinta del terreno in fase sismica è stata valutata applicando la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_e = (a_{max}/g) \times \gamma \times H^2$$

dove:

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito

γ è il peso specifico del terreno.

L'incremento di spinta ΔS_e va a sommarsi alle condizioni statiche valutate in condizioni di spinta a riposo e la sua risultante viene applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Nel caso in esame, l'incremento di spinta agente sulla spalla vale:

$$\Delta S_e = 0.251 \times 19 \times 4.46 = 21.3 \text{ kN/m}^2$$

7.4 Verifica del paramento frontale

7.4.1 Armatura minima del paramento frontale

Le NTC non definiscono l'armatura minima per le piastre nel caso sismico, si fa pertanto riferimento al caso statico, dove l'armatura minima richiesta è uguale a quella delle travi:

$$A_s = \max \left(0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}; 0.0013 \cdot b \cdot d \right)$$

Si ottiene che l'armatura minima del muro, di spessore pari a 1.2 m, è pari a 19.9 cm²/m.

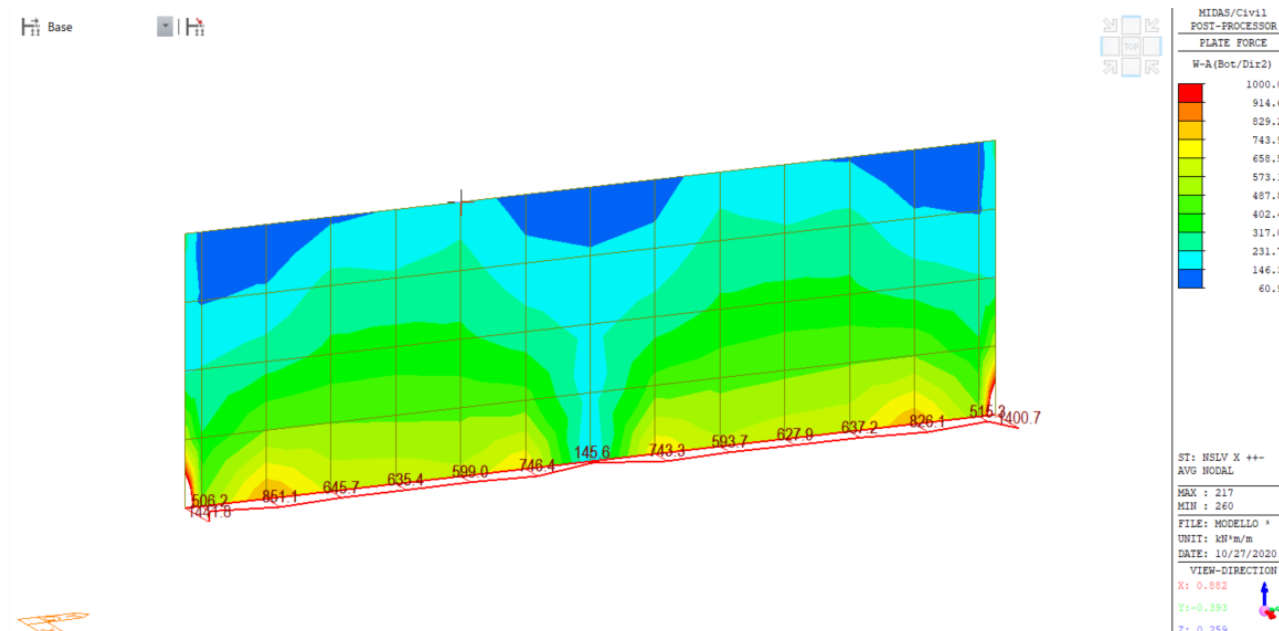
7.4.2 Verifica a SLU/SLV del paramento frontale

Nella seguente tabella sono mostrate le armature della sezione di verifica:

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Muro frontale	Verticale	S1	Esterno Interno	1Ø20/20 1Ø26/20	d = 59 mm d = 1138 mm

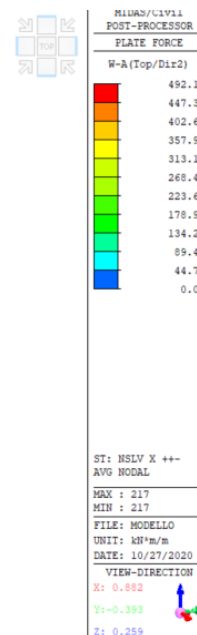
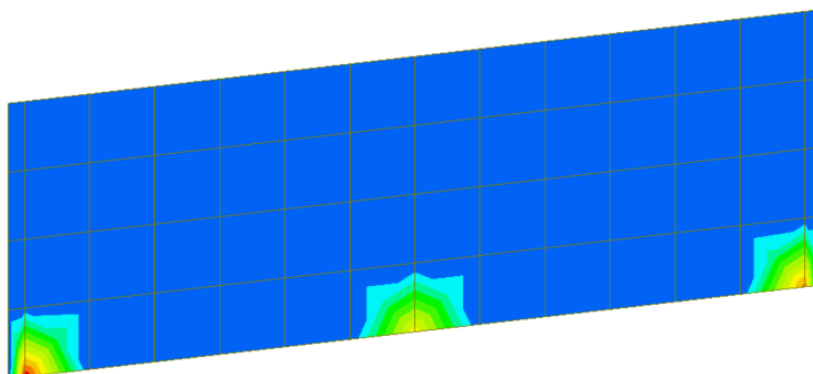
La valutazione delle sollecitazioni viene effettuata con il software Midas Civil, che permette di valutare le sollecitazioni flettenti come momento di Wood Armer. Tale momento è stato utilizzato nelle verifiche strutturali di seguito riportate.

Di seguito sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni di Wood Armer nella condizione più sfavorevole, quella sismica con direzione principale longitudinale.



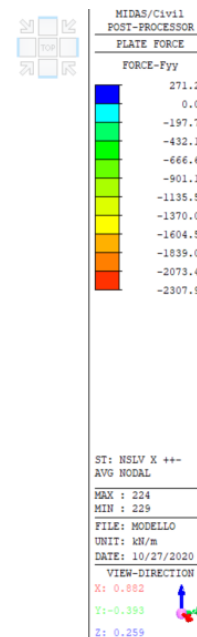
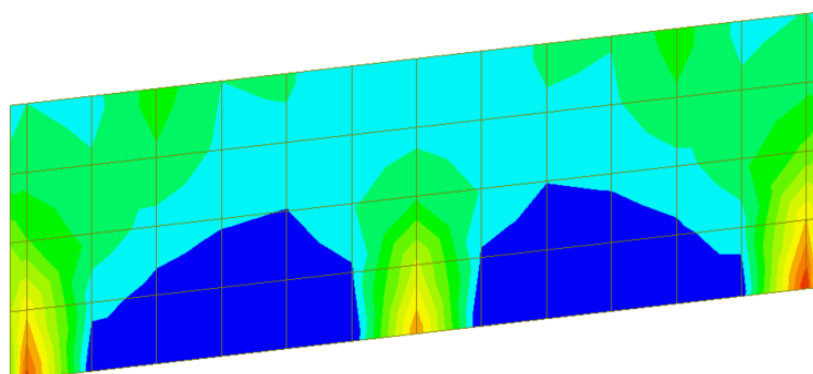
Momento flettente verticale interno – Combinazione sismica, direzione principale longitudinale

Base



Momento flettente verticale esterno – Combinazione sismica, direzione principale longitudinale

Base



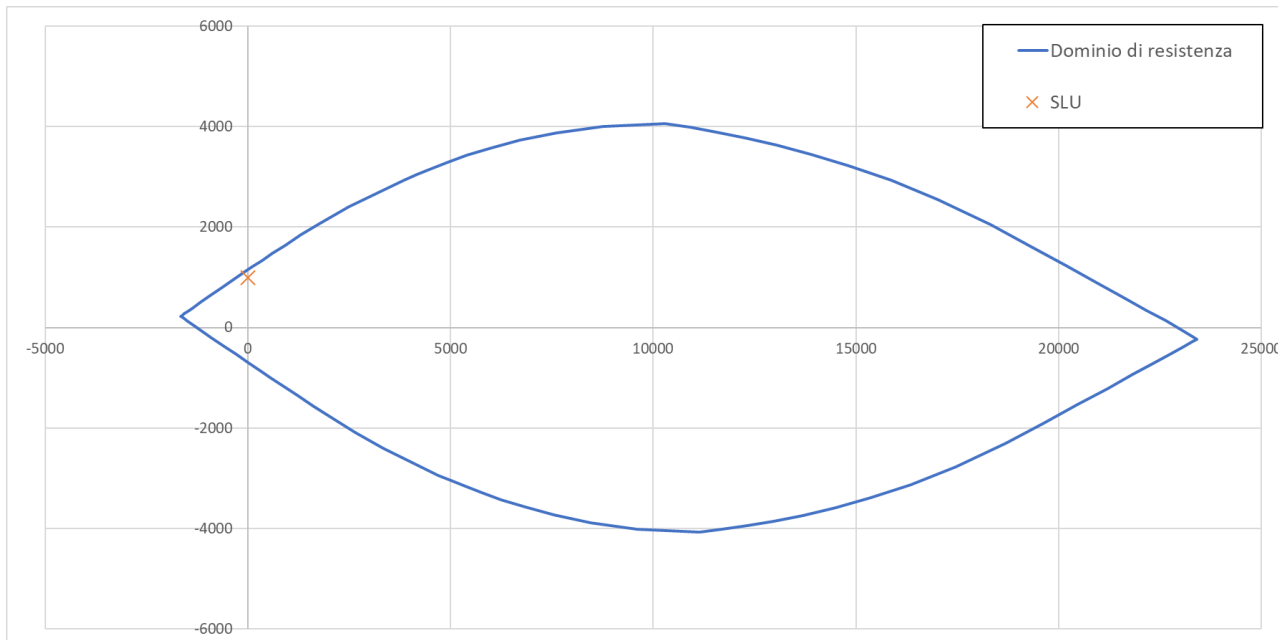
Sforzo normale verticale – Combinazione sismica, direzione principale longitudinale

Il paramento frontale, in direzione verticale, risulta compresso in qualsiasi parte. Cautelativamente lo sforzo normale viene trascurato all'interno della verifica a pressoflessione. Viene considerata un'azione di momento flettente pari a 1000.0 kN m, come mostrato nella figura precedente, in quanto risulta presente un picco localizzato della sollecitazione dovuta alla modellazione. Tale valore di verifica, in ogni caso, risulta cautelativo e ampiamente maggiore dei valori di momento flettente alla base del paramento.

Si riporta di seguito il massimo valore di momento flettente in corrispondenza della sezione di verifica.

Sezione	Combinazione	N _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kN m)
S1	SLU	0	1000.0

Di seguito viene mostrato il dominio di resistenza della sezione di verifica S1 del paramento frontale.



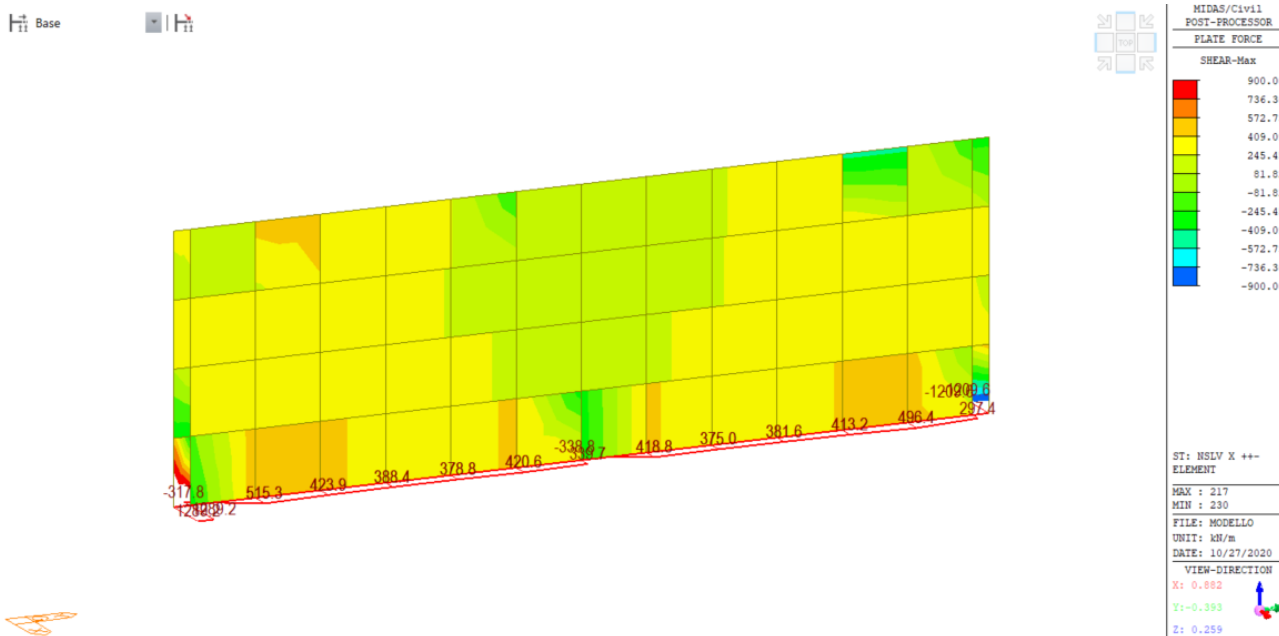
Il momento resistente risulta pari a 1151 kNm ed il momento agente risulta 1000.0 kNm (C.s.=1.15).
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.4.3 Verifica a taglio del paramento frontale

Il paramento frontale viene armato a taglio con un'armatura trasversale pari a $\phi 14/400 \times 400$ mm.
 La valutazione della resistenza a taglio del muro frontale viene mostrata di seguito.

g_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
g_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
f_{ck}	[N/mm ²]	32	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	18.1	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	9.1	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450.0	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391.3	Tensione di snervamento di progetto
a_c	[-]	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	1138	Altezza utile
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
Φl	[mm]	14	Diametro legature
n	[-]	2.5	Numero di legature/metro lineare
A_{sw}	[mm ²]	385	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
q	[°]	22	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	954	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	3225	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	954	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	900	Taglio sollecitante di progetto
c.s.	[-]	1.06	Coefficiente di sicurezza

Nella seguente figura viene mostrato l'andamento del taglio nella parte inferiore del muro imponendo come valore massimo la resistenza al taglio di progetto, in modo da poter valutare, tramite la differente colorazione di ciascun intervallo, lo sfruttamento del taglio.



Taglio massimo – Combinazione sismica, direzione principale longitudinale

In questo caso, sono presenti due zone limitate posizionate nei due spigoli superiori, mostrate in bianco, in cui il taglio agente risulta superiore al taglio resistente. La verifica a taglio risulta comunque soddisfatta in quanto è possibile escludere dalla verifica a taglio zone vicine agli appoggi laterali entro una distanza pari all'altezza utile della sezione d, come definito in EN 1992-1 nel capitolo 6.2.1 (8).

7.4.4 Verifica a fessurazione del paramento frontale

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni, momento di Wood Armer, riferiti alla combinazione frequente e quasi permanente.

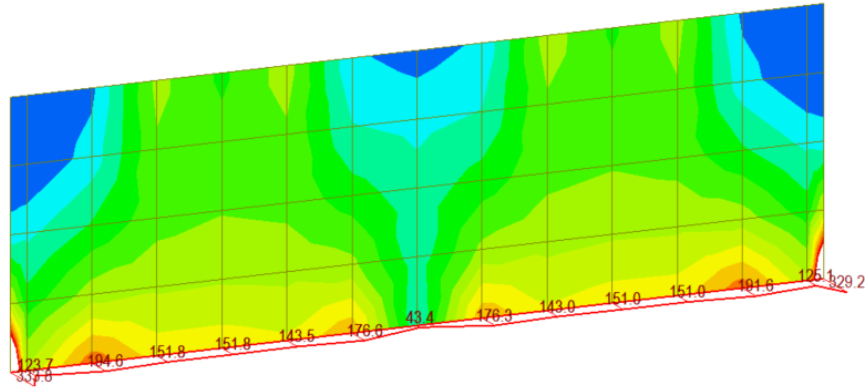
Base



MIDAS/Civil
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE
 W-A(Bot/Dir2)

220.00
200.00
180.00
160.00
140.00
120.00
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00

CBC: NSLE FRE-
 AVG MODAL
 MAX : 217
 MIN : 245
 FILE: MODELLO
 UNIT: kN*m/m
 DATE: 10/27/2020
 VIEW-DIRECTION
 X: 0.882
 Y: -0.393
 Z: 0.259



Momento flettente verticale interno – Involuppo stato limite esercizio frequente

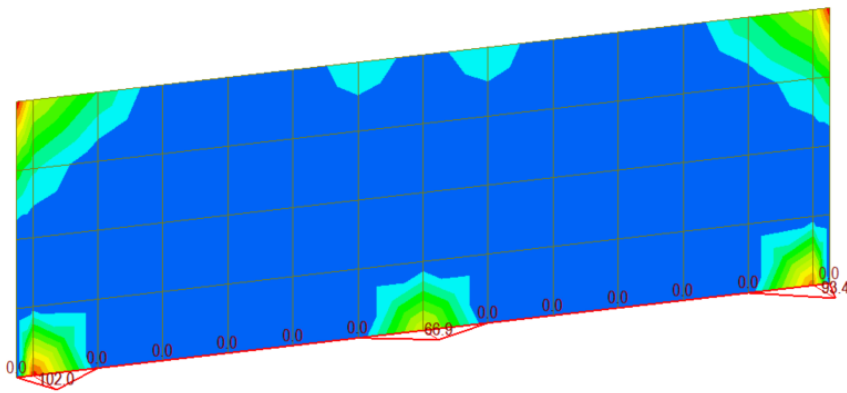
Base



MIDAS/Civil
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE
 W-A(Top/Dir2)

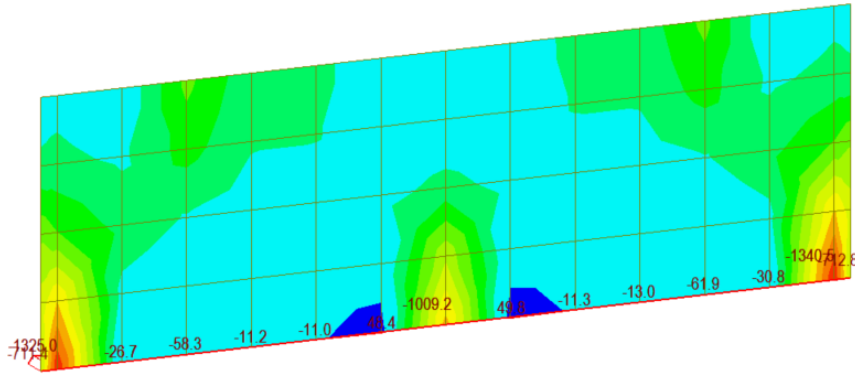
103.86
94.42
84.98
75.54
66.09
56.65
47.21
37.77
28.33
18.88
9.44
0.00

CBC: NSLE FRE-
 AVG MODAL
 MAX : 259
 MIN : 217
 FILE: MODELLO
 UNIT: kN*m/m
 DATE: 10/27/2020
 VIEW-DIRECTION
 X: 0.882
 Y: -0.393
 Z: 0.259



Momento flettente verticale esterno – Involuppo stato limite esercizio frequente

Base

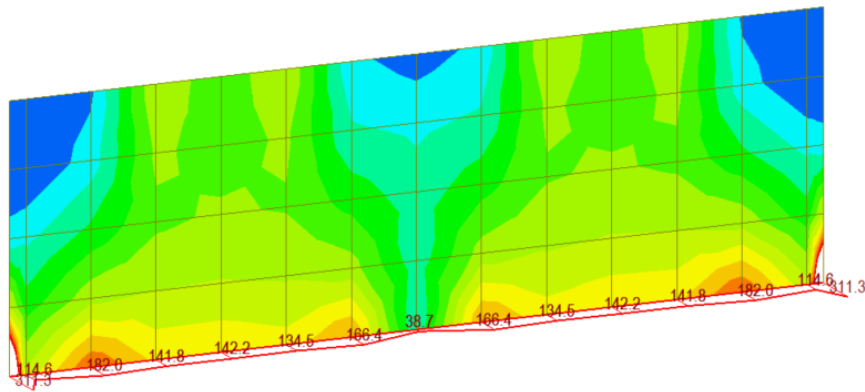


MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
FORCE-Pyy	
49.82	
0.00	
-202.96	
-329.35	
-455.74	
-582.12	
-708.51	
-834.90	
-961.29	
-1087.68	
-1214.07	
-1340.45	

CBC: NSLE FRE- AVG NODAL	
MAX : 224	
MIN : 229	
FILE: MODELLO	
UNIT: kN/m	
DATE: 10/27/2020	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.882	
Y: -0.393	
Z: 0.259	

Sforzo normale verticale – Combinazione stato limite esercizio frequente

Base

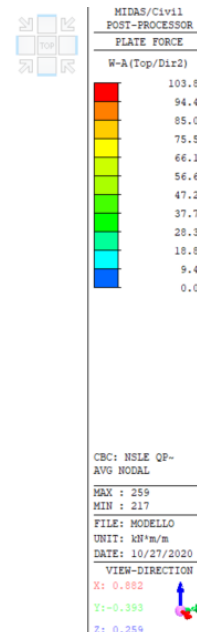
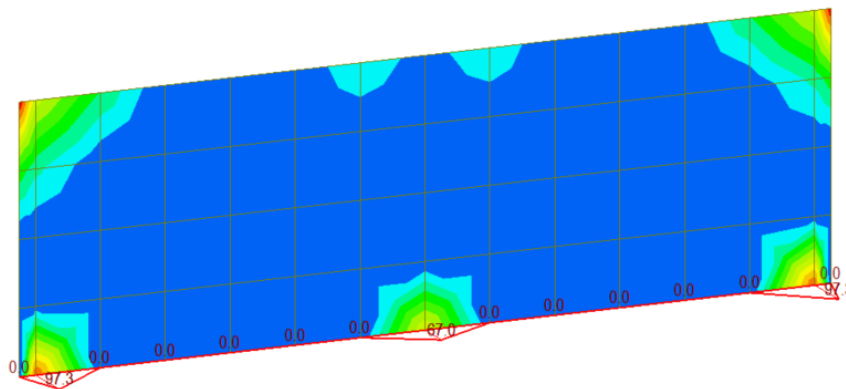


MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
W-A(Bot/Dir2)	
200.00	
181.82	
163.64	
145.45	
127.27	
109.09	
90.91	
72.73	
54.55	
36.36	
18.18	
0.00	

CBC: NSLE QP- AVG NODAL	
MAX : 217	
MIN : 245	
FILE: MODELLO	
UNIT: kN*m/m	
DATE: 10/27/2020	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.882	
Y: -0.393	
Z: 0.259	

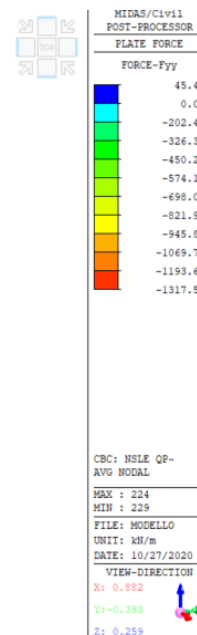
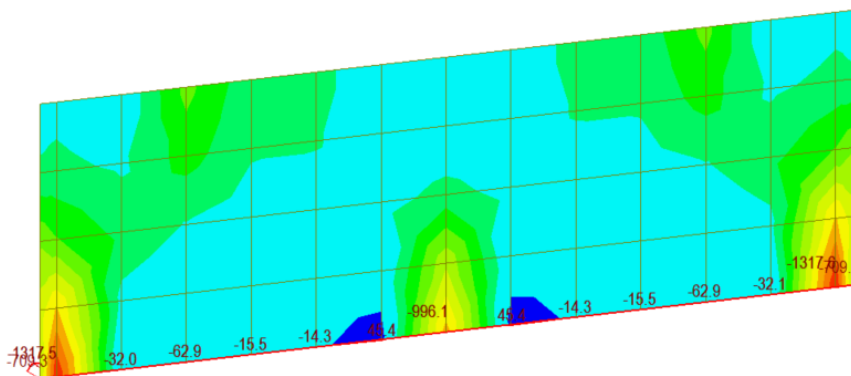
Momento flettente verticale interno – Involuppo stato limite esercizio quasi permanente

Base



Momento flettente verticale esterno – Involuppo stato limite esercizio quasi permanente

Base



Sforzo normale verticale – Combinazione stato limite esercizio quasi permanente

La verifica a fessurazione viene effettuata per la medesima sezione di verifica utilizzata nella verifica a pressoflessione. Anche in questo caso sono presenti dei picchi localizzati delle azioni di momento flettente e sono stati considerati dei valori di verifica che comunque risultano cautelativi e ampiamente maggiori dei valori di momento flettente alla base del paramento.

Sezione	Combinazione	N _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kN m)
S1	SLE Frequente	0	220.0
S1	SLE Q-Perm	0	200.0

Di seguito è riportata la verifica a fessurazione della sezione di verifica S1 nella combinazione frequente.

El.	[-]	Muro Frontale	
Sez.	[-]	S1	
Comb.	[-]	Frequente	
R_{ck}	[N/mm ²]	40	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	32	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	3.02	Resistenza a trazione
E_{cm}	[N/mm ²]	33346	Modulo elastico CLS
ϕ	[mm]	26	Diametro barre di armatura tesa
σ_s	[N/mm ²]	78.3	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s	[mm ²]	2655	Armatura dell'armatura tesa
E_s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	200	Passi medio tra le barre di armatura
s_{max}	[mm]	240	Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	35	Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000	Larghezza sezione
h	[mm]	1200	Altezza della sezione reagente
d	[mm]	1138	Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	248.8	Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	155	Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	155000	Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0171	Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6.30	Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0.4	Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000224	Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0.800	Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0.500	Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3.400	Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0.425	Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	377	Distanza massima tra le fessure
w_k	[-]	0.08	Apertura delle fessure
w_{max}	[-]	0.30	Apertura limite delle fessure

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Di seguito è riportata la verifica a fessurazione della sezione di verifica S1 nella combinazione quasi permanente.

El.	[-]	Muro Frontale
Sez.	[-]	S1
Comb.	[-]	Q-Perm
R_{ck}	[N/mm ²]	40 Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	32 Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	3.02 Resistenza a trazione
E_{cm}	[N/mm ²]	33346 Modulo elastico CLS
ϕ	[mm]	26 Diametro barre di armatura tesa
σ_s	[N/mm ²]	71.2 Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s	[mm ²]	2655 Armatura dell'armatura tesa
E_s	[N/mm ²]	210000 Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	200 Passi medio tra le barre di armatura
s_{max}	[mm]	240 Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	35 Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000 Larghezza sezione
h	[mm]	1200 Altezza della sezione reagente
d	[mm]	1138 Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	248.8 Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	155 Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	155000 Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0171 Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6.30 Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0.4 Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0.000203 Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0.800 Coeff. Aderenza (0.8 barre ad aderenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0.500 Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3.400 Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0.425 Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	377 Distanza massima tra le fessure
w_k	[-]	0.08 Apertura delle fessure
w_{max}	[-]	0.20 Apertura limite delle fessure

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8. Analisi e verifica delle fondazioni su pali

Le verifiche geotecniche e strutturali delle palificate di fondazione (pile e spalla A) sono state effettuate utilizzando il programma IS PALIFICATE della CDM Dolmen.

Il programma consente la progettazione completa (geotecnica e strutturale) delle palificate di fondazione, consentendo fra l'altro di applicare in modo automatico i coefficienti di sicurezza previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 e 2008 (o altri definiti dall'utente, in modo da potere adattare le verifiche a tutte le principali normative internazionali).

Il programma consente di analizzare pali infissi, trivellati, a elica continua, a vite e micropali, riguardo ai quali permette di gestire diverse tipologie di iniezione: colatura, iniezioni a bassa pressione, iniezione IGU e iniezione IRS.

L'utente può scegliere tra diverse correlazioni per la valutazione della portata di base (tra i metodi implementati vi sono quelli di Jamiolkowski e Lancellotta, Reese e O'Neill, Berezantzev, AGI e quelli basati sulle prove penetrometriche statiche e dinamiche), della portata laterale (tra le teorie proposte vi sono Reese, Meardi, Bustamante e Doix, Kulhavy, Meyerhof), e della resistenza trasversale.

IS Palificate può effettuare il calcolo con tutte le teorie disponibili e valutarne il valore medio, massimo o minimo e la media pesata.

Il programma esegue inoltre le verifiche meccaniche del palo a stato limite ultimo (pressoflessione, taglio, carico di punta) oltre che le verifiche in esercizio (tensione massima, fessurazione), secondo la tipologia costruttiva.

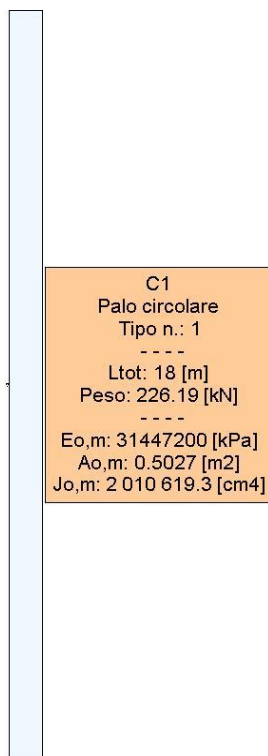
Le sollecitazioni agenti possono essere applicate direttamente sulla testa dei pali, oppure, a scelta, a intradosso o estradosso della zattera di fondazione (che può avere anche una forma libera con le coordinate dei vertici definibili dall'utente), per essere in seguito distribuite sui pali.

Il programma calcola i cedimenti e gli spostamenti dei pali utilizzando formulazioni tratte da letteratura tecnica secondo la tipologia di palo e di terreno; il cedimento di gruppo è valutato con il metodo dei fattori di interazione (Poulos).

8.1 Dati del progetto

8.1.1 Tipo di palo

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di palo circolare in C.A.



Geometria palo

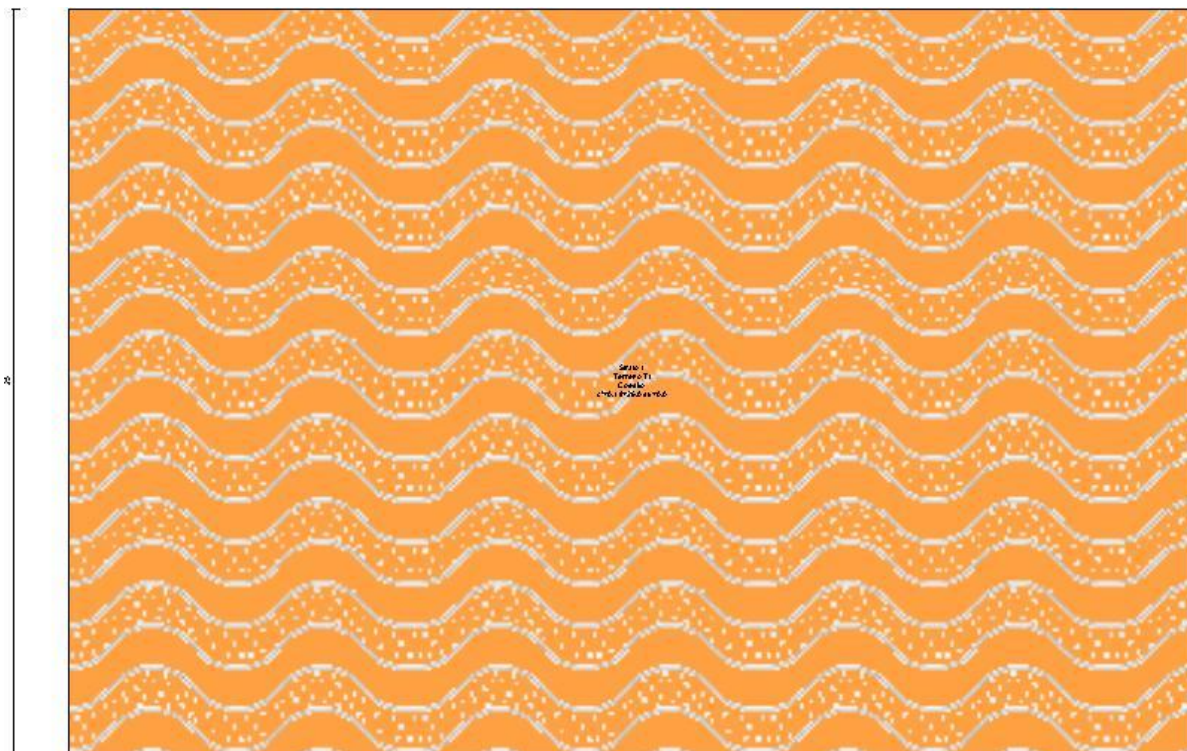
8.1.2 Stratigrafia

Seguono le caratteristiche meccaniche del terreno utilizzato nei calcoli.

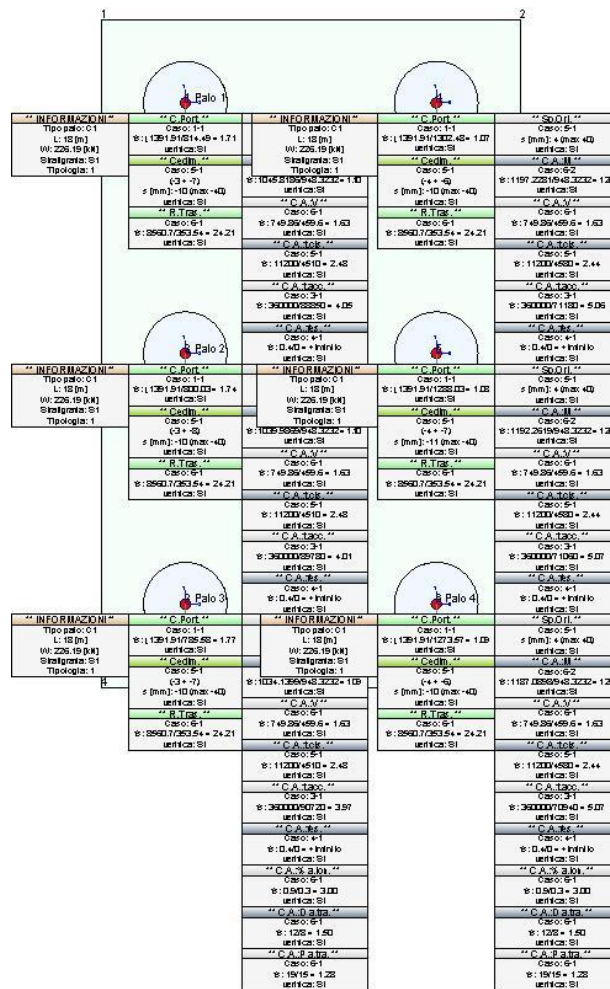
T1	Limo argilla OL - Limi organici e argille limose organiche a bassa plasticità				
γ_d [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [kPa]	$q_{u,k}$ [kPa]
19	19	5	26	-	-
E_s [kPa]	G_s [kPa]	V_s [m/s]	Liquefazione		
5000	2000	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

SI	Uno strato - Una falda		
Strato	Quota[m]	Altezza[m]	Terreno
1	0	25	T1
Falda	Quota[m]	Altezza[m]	Z piez.[m]
1	-6	4	-



Stratigrafia



Vista in pianta della palificata

8.1.3 Punti maglia

La palificata comprende 6 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Punto	X[m]	Y[m]	Palo	β [°]	θ [°]	Rotaz.	Stratig.
PM1	-1.2	2.4	C1	0	0	Impedita	S1
PM2	-1.2	0	C1	0	0	Impedita	S1
PM3	-1.2	-2.4	C1	0	0	Impedita	S1
PM4	1.2	2.4	C1	0	0	Impedita	S1
PM5	1.2	0	C1	0	0	Impedita	S1
PM6	1.2	-2.4	C1	0	0	Impedita	S1

8.1.4 Azioni

Le azioni sono applicate sulla fondazione, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Combinazione	Caso	Ses.	N _z [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	T _z [kN*m]
STR	C1	1	-4499.8658	861.4168	48.3605	-125.7088	3084.4699	0
STR	C1	2	-3986.8658	793.1769	80.0608	-208.111	2405.3454	0
GEO	C2	1	-3390.2336	663.1849	41.8804	-108.8645	2405.792	0
GEO	C2	2	-2953.2336	605.0512	69.3507	-180.271	1827.2698	0
Rara	C3	1	-3333.2336	655.6429	32.2503	-83.8319	2330.4385	0
Rara	C3	2	-2953.2336	605.1015	53.3706	-138.732	1827.4008	0
Frequente	C4	1	-2953.2336	605.2223	10.7301	-27.892	1827.7153	0
Q-Permanente	C5	1	-2953.2336	578.9425	0.07	-0.1819	1759.3881	0
SLV	C6	1	-2890.5883	2116.6206	140.0668	-256.1233	5138.4701	0
SLV	C6	2	-3057.3124	2116.6206	140.0668	-256.1233	5206.26	0
SLV	C6	3	-2890.5883	1132.3522	466.7226	-853.3113	2978.708	0
SLV	C6	4	-3057.3125	1132.3522	466.7226	-853.3113	3046.4979	0
SLV	C6	5	-2744.4127	1132.3558	140.0668	-256.1233	2865.7894	0
SLV	C6	6	-3300.1665	1132.3558	140.0668	-256.1233	3091.765	0

8.2 Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati

8.2.1 Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata di base

Il calcolo della portata di base viene effettuato col metodo AGI.

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione" pubblicate dall'AGI nel 1984 contengono le indicazioni per il calcolo della capacità portante di pali di fondazione in terreni sciolti e coesivi, per pali infissi e trivellati. Per terreni sciolti, il metodo si basa sui fattori adimensionali di capacità portante N_c e N_q, funzione dell'angolo di resistenza al taglio φ', e sulla tensione verticale efficace σ'_v agente alla profondità della base z_b. Per terreni coesivi, il metodo si basa sulla resistenza al taglio non drenata s_u, e sulla tensione verticale totale σ_v agente alla profondità della base z_b. Considerazioni di carattere empirico hanno reso evidente la necessità di considerare l'esistenza di una profondità critica z_c. Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi e coesivi, sia per pali infissi (s/D~8÷10%) che per pali trivellati (s/D~25÷30%).

q_{lim} = N_c c' + N_q σ'_v (terreno non coesivo)

q_{lim} = 9.0 s_u + σ_v (terreno coesivo)

8.2.2 Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo AGI.

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione" pubblicate dall'AGI nel 1984 contengono le indicazioni per il calcolo della capacità portante di pali di fondazione in terreni sciolti e coesivi, per pali infissi e trivellati. Per terreni sciolti, l'attrito laterale è valutato in termini di tensioni efficaci, in funzione di un coefficiente di spinta orizzontale k, dell'angolo di attrito palo-terreno μ e della tensione verticale efficace σ'_v. Per terreni coesivi, il metodo si basa sulla resistenza al taglio non drenata s_u, o, in alternativa, sull'angolo di resistenza al taglio φ' e sulla tensione verticale efficace σ'_v. Viene inoltre valutata la profondità critica z_c oltre cui l'attrito rimane costante, secondo il diametro del palo. Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi e coesivi, sia per pali infissi che per pali trivellati.

$f_{s,lim} = \mu k \sigma 'v_0$ (terreno non coesivo)

$f_{s,lim} = \alpha$ su oppure $f_{s,lim} = (1 - \sin \phi ') \tan \phi ' \sigma 'v_0$ (terreno coesivo)

8.2.3 Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo Broms.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_l = 3Kp\sigma'v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_l che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

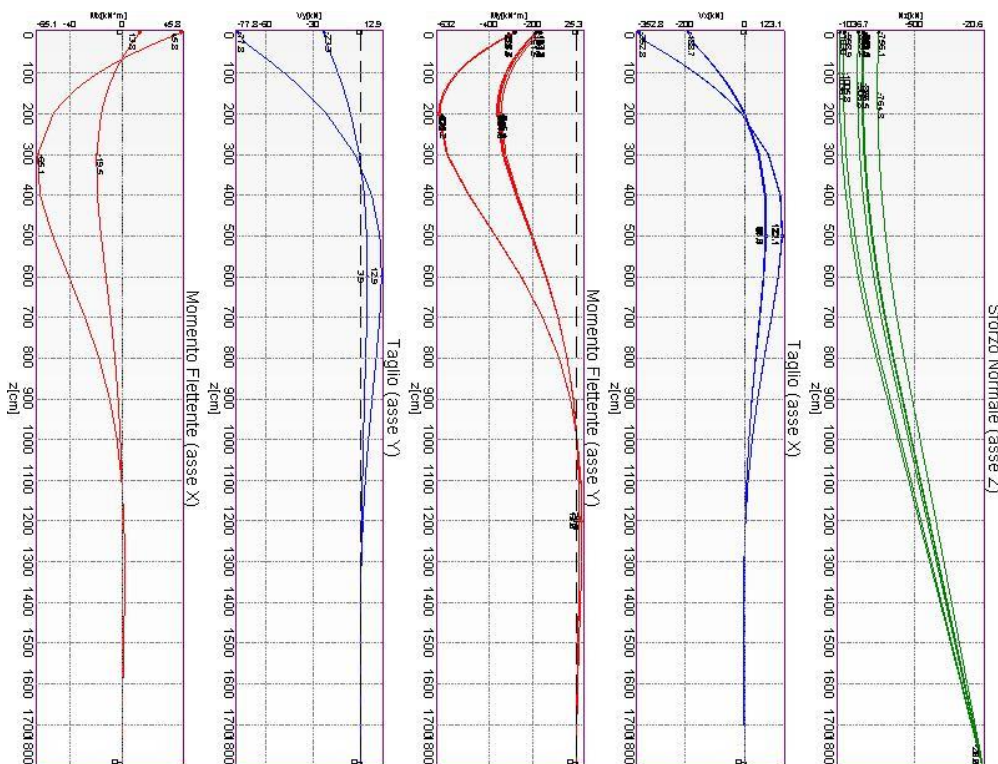
$p_{lim} = 3 Kp \sigma'v_0$ (terreno non coesivo)

$p_{lim} = 9 s_u$ (terreno coesivo)

8.3 Calcolo delle sollecitazioni in testa ai pali

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

I massimi valori di Sforzo Normale di compressione, si ottengono nel punto maglia PM4, nel caso di carico C6 (Stato limite di salvaguardia della Vita).

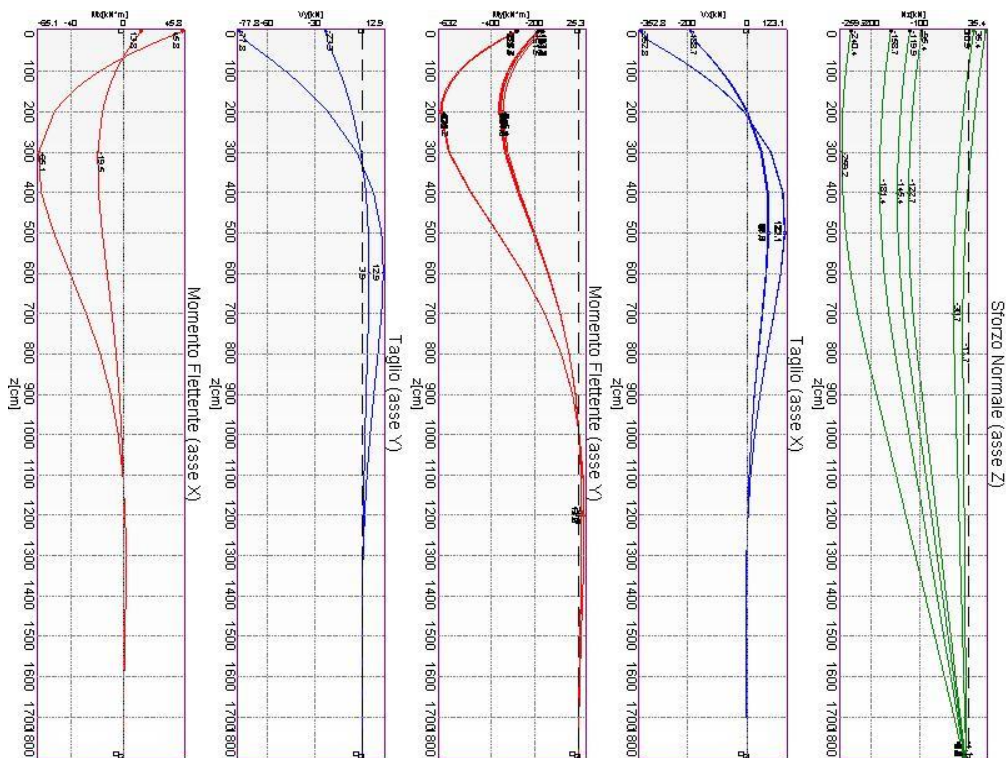


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM4, caso C6)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM4, caso C6)

N _z [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	T _z [kN*m]
-1029.9647÷-756.0999	188.7254÷352.7701	23.3445÷77.7871	13.7521÷45.8329	161.5237÷285.5443	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM4, caso C6)					
Z _{loc} [m]	N _z [kN]	V _{xy} [kN]	M _{xy} [kN*m]		
0	-1029.9647÷-756.0999	353.5417	285.8753		
0	-1029.9647÷-756.0999	353.5417	285.8753		
0.25	-1032.7434÷-758.9585	323.5437	370.0034		
0.5	-1034.7979÷-761.2523	267.4012	443.4291		
0.75	-1036.1308÷-762.983	214.4119	503.2337		
1	-1036.7442÷-764.1525	165.4593	550.2849		
1.25	-1036.6406÷-764.7624	120.8515	585.6186		
1.5	-1035.8222÷-764.8144	80.6756	610.3251		
1.75	-1034.2916÷-764.3103	44.9429	625.4996		
2	-1032.0509÷-763.2519	21.993	632.2155		
3	-1016.0283÷-753.5044	77.5433	594.1609		
4	-988.8279÷-735.0225	116.9803	493.4609		
5	-950.5879÷-707.9092	123.1456	371.2555		
6	-901.4364÷-672.2603	109.8074	253.67		
7	-841.4878÷-628.1614	87.4273	154.6741		
8	-770.8403÷-575.6861	63.0867	79.5087		
9	-695.0922÷-519.2085	40.9797	28.0286		
10	-619.7478÷-463.0324	23.1103	4.9283		
11	-544.7634÷-407.1252	10.0257	20.0518		
12	-470.0952÷-351.4544	1.3612	25.3288		
13	-395.7001÷-295.9878	3.8289	23.7817		
14	-321.5348÷-240.693	6.1647	18.5902		
15	-247.5562÷-185.538	6.5059	12.1152		
16	-173.7213÷-130.4908	5.4053	6.057		
17	-99.9874÷-75.5193	3.1912	1.675		
17.25	-81.5646÷-61.7845	2.4828	0.9645		
17.5	-63.1448÷-48.052	1.7147	0.4386		
17.75	-44.7273÷-34.3212	0.8871	0.1121		
18	-26.3115÷-20.5917	0	0		

I massimi valori di Sforzo Normale di trazione, si ottengono nel punto maglia PM3, nel caso di carico C6 (Stato limite di salvaguardia della Vita).

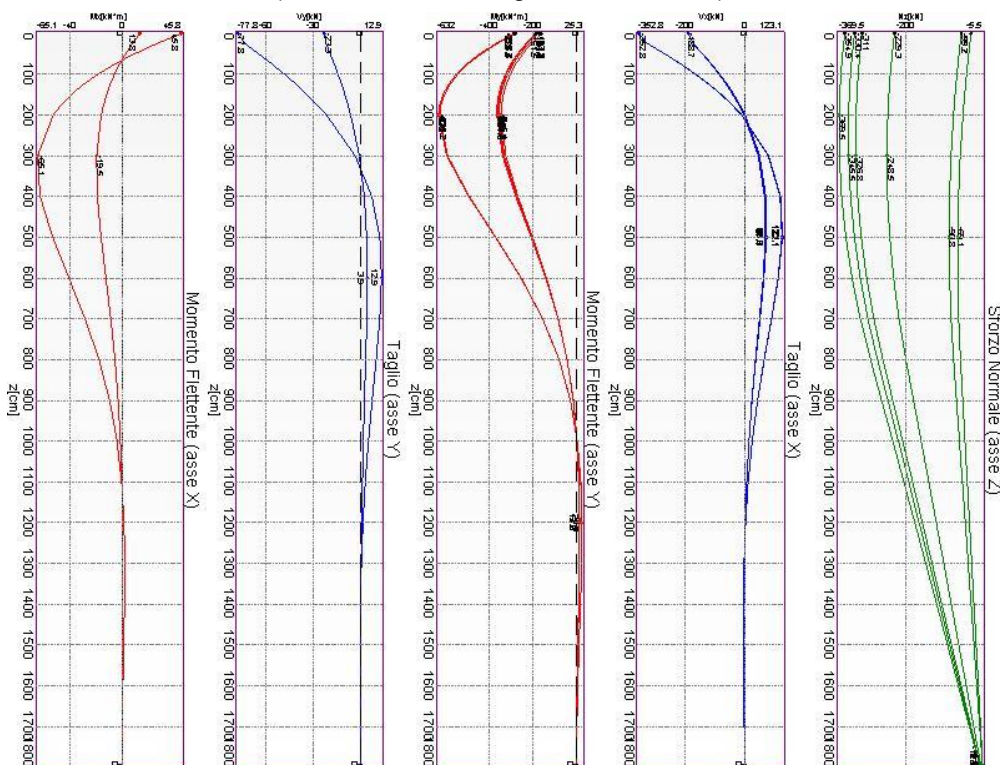


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM3, caso C6)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM3, caso C6)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-240.4346÷35.3795	188.7254÷352.7701	23.3445÷77.7871	13.7521÷45.8329	161.5237÷285.5443	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM3, caso C6)					
z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-240.4346÷35.3795	353.5417	285.8753		
0	-240.4346÷35.3795	353.5417	285.8753		
0.25	-243.4437÷32.29	323.5437	370.0034		
0.5	-246.1879÷29.3048	267.4012	443.4291		
0.75	-248.6679÷26.424	214.4119	503.2337		
1	-250.8843÷23.6476	165.4593	550.2849		
1.25	-252.8377÷20.9757	120.8515	585.6186		
1.5	-254.5285÷18.4083	80.6756	610.3251		
1.75	-255.9575÷15.9454	44.9429	625.4996		
2	-257.1252÷13.5871	21.993	632.2155		
3	-259.1931÷5.1994	77.5433	594.1609		
4	-257.1274÷-1.5154	116.9803	493.4609		
5	-250.9649÷-6.5588	123.1456	371.2555		
6	-240.7402÷-9.9329	109.8074	253.67		
7	-226.4851÷-11.6402	87.4273	154.6741		
8	-208.2264÷-11.6831	63.0867	79.5087		

9	-188.0335÷-10.8978	40.9797	28.0286
10	-167.9498÷-10.1189	23.1103	4.9283
11	-147.9636÷-9.3458	10.0257	20.0518
12	-128.0634÷-8.5781	1.3612	25.3288
13	-108.2375÷-7.8154	3.8289	23.7817
14	-88.4745÷-7.0572	6.1647	18.5902
15	-68.7628÷-6.3032	6.5059	12.1152
16	-49.0911÷-5.5528	5.4053	6.057
17	-29.4479÷-4.8056	3.1912	1.675
17.25	-24.5402÷-4.6193	2.4828	0.9645
17.5	-19.6334÷-4.4331	1.7147	0.4386
17.75	-14.7273÷-4.2471	0.8871	0.1121
18	-9.8218÷-4.0613	0	0

I massimi valori di Taglio (in valore assoluto), Momento flettente (in valore assoluto), si ottengono nel punto maglia PM1, nel caso di carico C6 (Stato limite di salvaguardia della Vita).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C6)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C6)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-354.9486÷-35.1697	188.7254÷352.7701	23.3445÷77.7871	13.7521÷45.8329	161.5237÷285.5443	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C6)					
z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		

0	-354.9486÷-35.1697	353.5417	285.8753
0	-354.9486÷-35.1697	353.5417	285.8753
0.25	-357.9242÷-38.2386	323.5437	370.0034
0.5	-360.5684÷-41.1621	267.4012	443.4291
0.75	-362.8821÷-43.9404	214.4119	503.2337
1	-364.866÷-46.5736	165.4593	550.2849
1.25	-366.521÷-49.0617	120.8515	585.6186
1.5	-367.8479÷-51.4049	80.6756	610.3251
1.75	-368.8476÷-53.6033	44.9429	625.4996
2	-369.5209÷-55.6571	21.993	632.2155
3	-368.965÷-62.4283	77.5433	594.1609
4	-363.2537÷-66.8972	116.9803	493.4609
5	-352.4387÷-69.0743	123.1456	371.2555
6	-336.568÷-68.97	109.8074	253.67
7	-315.6855÷-66.5944	87.4273	154.6741
8	-289.8283÷-61.956	63.0867	79.5087
9	-261.5777÷-56.2065	40.9797	28.0286
10	-233.4789÷-50.4897	23.1103	4.9283
11	-205.5157÷-44.8022	10.0257	20.0518
12	-177.6719÷-39.1407	1.3612	25.3288
13	-149.9313÷-33.5019	3.8289	23.7817
14	-122.2777÷-27.8826	6.1647	18.5902
15	-94.6951÷-22.2794	6.5059	12.1152
16	-67.1675÷-16.6893	5.4053	6.057
17	-39.679÷-11.1088	3.1912	1.675
17.25	-32.8111÷-9.7148	2.4828	0.9645
17.5	-25.9443÷-8.3211	1.7147	0.4386
17.75	-19.0785÷-6.9278	0.8871	0.1121
18	-12.2134÷-5.5347	0	0

8.4 Verifica della capacità portante

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$, $\gamma_{G2,f}=0.80$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Qi,f}=0.00$, $\gamma_{Qi,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_{min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

IN-I18-PP003-0000-R-STR-1403

Passerella sul fiume Savena – Relazione di calcolo

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.35	1.15
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale γ_{G1} , $f_{av}=1.00$ o γ_{G1} , $s_{fa}=1.30$, secondo il caso.

8.4.1 Calcolo della portata di base

Lo strato in cui si immorsa la base del palo si estende da quota 0 [m] a quota -25 [m]. Segue il calcolo alla quota di base del palo, -18 [m].

La base del palo si trova alla quota $z_b = -18$ [m], e la profondità critica è $z_c = -9.6$ [m]. In questo caso la tensione verticale efficace viene calcolata alla quota critica. Il valore dell'angolo di resistenza al taglio $\phi'k$ e della coesione efficace $c'k$ vengono ricavati dallo strato in cui si immorsa la base del palo. Il coefficiente N_q è calcolato secondo Meyerhof (1951, 1963). Il coefficiente N_c è calcolato secondo Reissner (1924). $\phi'k = 26$ [°]. $c'k = 5$ [kPa]. $N_c = 22.254$. $N_q = 11.854$. $\sigma'_v = 182$ [kPa]. Il valore della capacità portante calcolato è pari a 2273 [kPa].

L'area di base vale 0.502655 [m²].

La portata di base calcolata vale 1142.775 [kN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_b=1.35$. Portata di calcolo: $Q_{b,d} = 497.9412$ [kN] ($s/D=30.00\%$).

8.4.2 Calcolo della portata laterale

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [m] a quota -18 [m]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -8.95 [m].

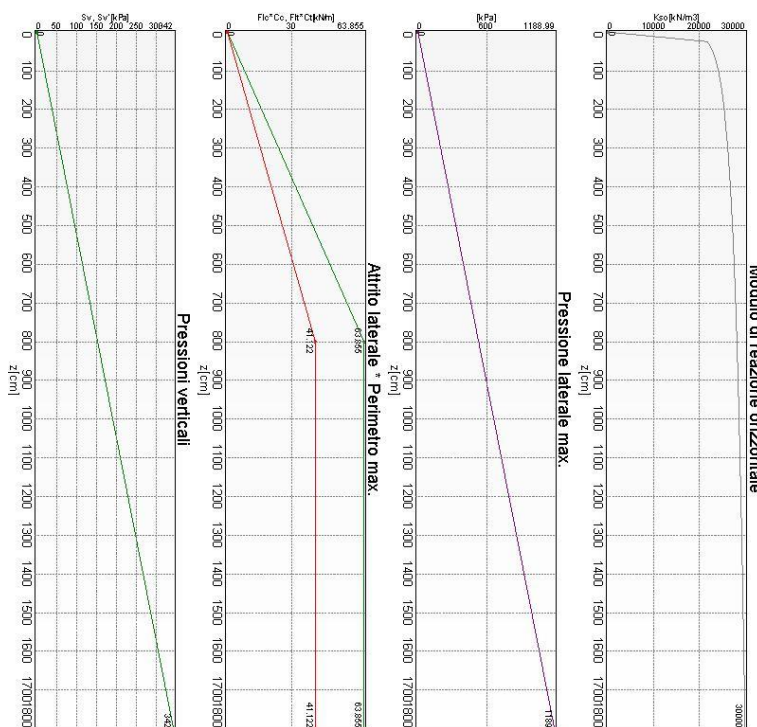
La quota critica z_c vale -8 [m]. La quota di interesse (-8.95 [m]) è al di sotto della profondità critica, perciò nei calcoli si usa z_c . L'angolo di resistenza al taglio $\phi'k$ vale 26. Il coefficiente di attrito μ vale 0.488. Il coefficiente di spinta k vale 0.670. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 152$ [kPa]. L'attrito laterale calcolato vale 50 [kPa].

La portata laterale calcolata vale 1747.7047 [kN] (1223.3933 [kN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 893.9666$ [kN] ($s/D=1.00\%$). $Q_{st,d} = 575.7145$ [kN] ($s/D=1.00\%$).

8.4.3 Verifica

La portata di calcolo $Q_{tc,d}$ è 1391.9078 [kN], $Q_{tt,d}$ è 575.7145 [kN].

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia PM4, nel caso di carico C1, sestetto 1 (Stato limite ultimo).



Situazione peggiore: Punto maglia PM4, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Qt[kN]	S _d : Qt[kN]	fs[-]
PM1	C1	1	1391.91	814.49	1.71
PM2	C1	1	1391.91	800.03	1.74
PM3	C1	1	1391.91	785.58	1.77
PM4	C1	1	1391.91	1302.48	1.07
PM5	C1	1	1391.91	1288.03	1.08
PM6	C1	1	1391.91	1273.57	1.09

8.5 Verifica della resistenza trasversale laterale

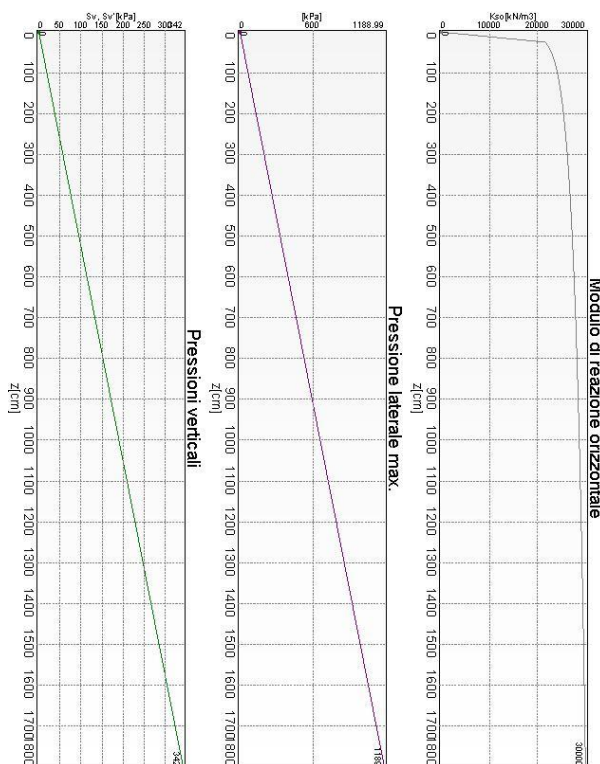
Il palo attraversa questo strato da quota 0 [m] a quota -18 [m]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -8.95 [m].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ' k vale 26. La tensione verticale efficace vale $\sigma'v = 170$ [kPa]. La pressione limite laterale calcolata vale 1307 [kPa].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 18919.1408 [kN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 8560.6972$ [kN].

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non via sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è 8560.6972 [kN]. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non via sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è 6927.9217 [kN].

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia PM1, nel caso di carico C6, sestetto 1 (Stato limite di salvaguardia della Vita).



Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C6, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Rtr[kN]	S _d : Rtr[kN]	fs[-]
PM1	C6	1	8560.7	353.54	10.00
PM2	C6	1	8560.7	353.54	10.00
PM3	C6	1	8560.7	353.54	10.00
PM4	C6	1	8560.7	353.54	10.00
PM5	C6	1	8560.7	353.54	10.00
PM6	C6	1	8560.7	353.54	10.00

8.6 Verifiche strutturali

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

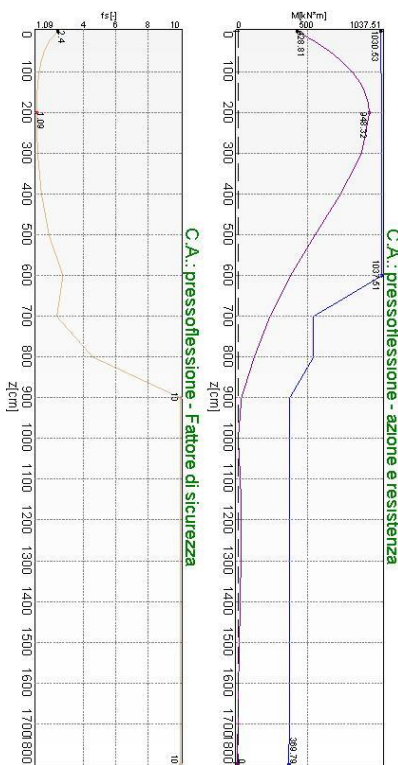
Ciascun palo risulta armato a flessione la seguente armatura:

Profondità [m]	Armatura
0 < z < 6	10Φ24 + 10Φ26
6 < z < 18	10Φ24

A taglio sono state considerate staffe $\Phi 12$ a passo 0.15 m.

8.6.1 Verifica a presso-flessione

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia PM3, nel caso di carico C6, sestetto 2 (Stato limite di salvaguardia della Vita).



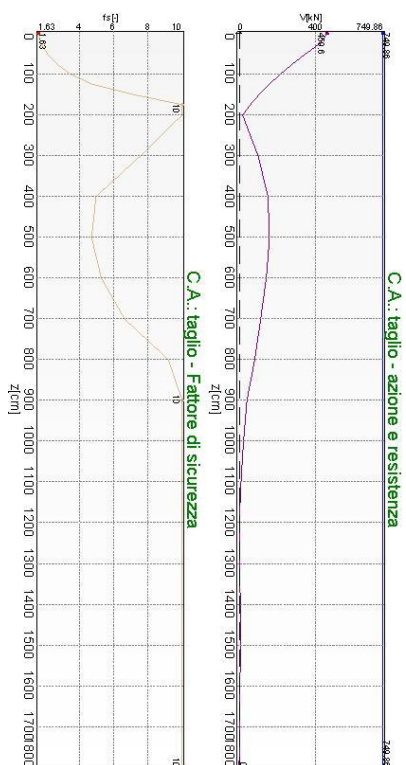
Situazione peggiore: Punto maglia PM3, Caso C6, Sestetto 2

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: pressoflessione					
Punto	Caso	Ses.	R _d : M[kN*m]	S _d : M[kN*m]	fs[-]
PM1	C6	2	1045.8186	948.3232	1.10
PM2	C6	2	1039.9869	948.3232	1.10
PM3	C6	2	1034.1399	948.3232	1.09
PM4	C6	2	1197.2281	948.3232	1.26
PM5	C6	2	1192.2619	948.3232	1.26
PM6	C6	2	1187.0898	948.3232	1.25

8.6.2 Verifica a taglio

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia PM1, nel caso di carico C6, sestetto 1 (Stato limite di salvaguardia della Vita).



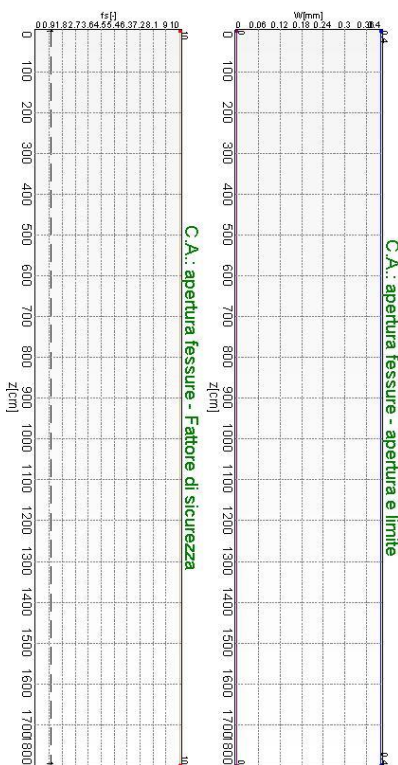
Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C6, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: taglio					
Punto	Caso	Ses.	R _d : V[kN]	S _d : V[kN]	fs[-]
PM1	C6	1	749.86	459.6	1.63
PM2	C6	1	749.86	459.6	1.63
PM3	C6	1	749.86	459.6	1.63
PM4	C6	1	749.86	459.6	1.63
PM5	C6	1	749.86	459.6	1.63
PM6	C6	1	749.86	459.6	1.63

8.6.3 Verifica a fessurazione

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia PM1, nel caso di carico C4, sestetto 1 (Frequente).



Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C4, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: apertura fessure					
Punto	Caso	Ses.	R _d : W[mm]	S _d : W[mm]	fs[-]
PM1	C4	1	0.4	0	10.00
PM2	C4	1	0.4	0	10.00
PM3	C4	1	0.4	0	10.00
PM4	C4	1	0.4	0	10.00
PM5	C4	1	0.4	0	10.00
PM6	C4	1	0.4	0	10.00

9. Validazione del modello impiegato

Per una validazione del modello si riporta il confronto delle reazioni dei carichi gravitazionali principali all'interno delle fasi costruttive del modello realizzato mediante il software Midas Civil.

Load	Stage	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Dead Load	Fase 1 Varo impalcato	0.0	0.0	305.3
Dead Load	Fase 2 Getto soletta	0.0	0.0	1092.8
Dead Load	Fase 3 Travi composte	0.1	0.0	1754.3

Di seguito viene riportato il calcolo manuale della reazione in ciascuna fase costruttiva:

- Fase 1 Varo impalcato

Travi principali

Peso 266.5 kN

Traversi

Peso 11.1 kN

Incremento peso 10%

Peso 27.8 kN

Peso totale fase 1 $266.5 + 11.1 + 27.8 = 305.4$ kN

- Fase 2 Getto soletta

Soletta

Dimensioni 0.2 m x 5.0 m x 31.5 m

Volume 31.5 m³

Peso 787.5 kN

Peso totale fase 1-2 $305.4 + 787.5 = 1092.9$ kN

- Fase 3 Travi composte

Pavimentazione

Dimensioni 0.11 m x 4.0 m x 31.5 m

Volume 13.9 m³

Peso 346.5 kN

Cordolo

Dimensioni 0.5 m x 0.16 m x 31.5 m

Volume 2.5 m³

Peso 63.0 kN

Peso totale 126.0 (relativo a due elementi)

Veletta

Dimensioni	31.5 m
Peso	47.2 kN
Peso totale	94.5 (relativo a due elementi)

Barriera di sicurezza

Dimensioni	31.5 m
Peso	47.2 kN
Peso totale	94.5 (relativo a due elementi)

Peso totale fase 3 $346.5 + 126.0 + 94.5 + 94.5 = 661.5$ kN

Peso totale fase 1-2-3 $1092.9 + 661.5 = 1754.4$ kN

Il controllo delle reazioni vincolari risulta superato.